

## LES CULEES DE PONT EN TERRE ARMEE



terre armée



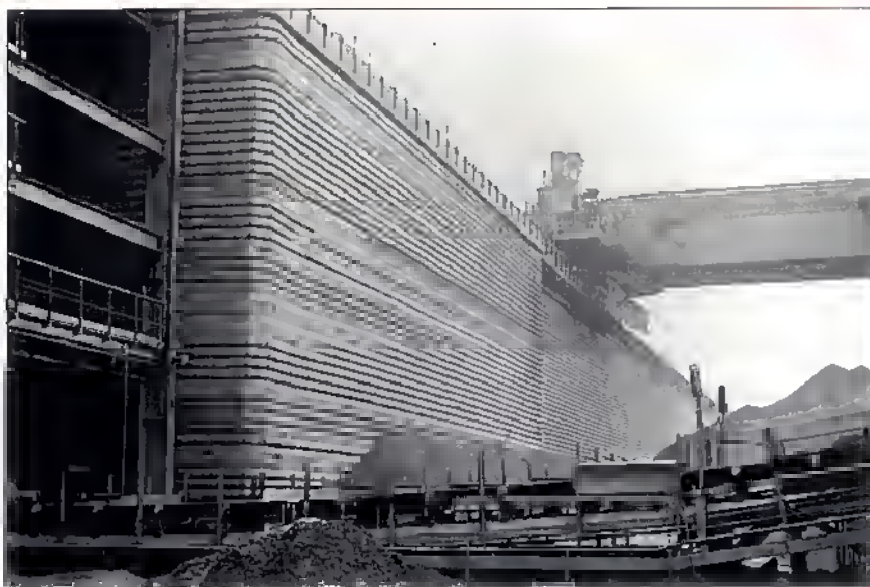
La construction de murs de soutènement de grande hauteur, ou soumis à de fortes charges, a permis très tôt d'étendre l'utilisation de la Terre Armée aux massifs de culée qui supportent directement des tabliers de pont. Si le principe général est le même, les charges concentrées de la superstructure influent cependant beaucoup sur la distribution des contraintes et des efforts dans les armatures. Comme pour les massifs de soutènement, l'analyse des effets de ces charges et la mise au point de méthodes de calcul de plus en plus précises sont passées par des mesures sur des ouvrages réels ou des modèles réduits, aussi bien que par des études aux éléments finis.

La conception d'une culée porteuse suppose une mise au point détaillée de sa géométrie, des organes d'appui du pont et des dispositifs de collecte des eaux. Sa construction requiert, elle, le respect scrupuleux des règles sur le choix des remblais et sur le compactage.

La souplesse de la Terre Armée permet souvent de réaliser des culées de pont sur des terrains compressibles, sans fondations spéciales, mais quelquefois en association avec des techniques simples d'amélioration du sol. Dans la conception de chaque ouvrage, dans le phasage des travaux, on tient compte alors tout à la fois des caractéristiques de la superstructure, des sujétions de délai, des données de la géotechnique et des possibilités propres à la Terre Armée.

Dans quelques cas particuliers on peut être amené à dissocier les deux fonctions de soutènement et d'appui, et à retenir une solution de culée mixte. Sur bon sol, les "piles-culées" constituent un type intéressant de culée mixte à appuis internes.

Le développement de ces diverses formes de culées en Terre Armée, et l'expérience ainsi acquise dans le monde entier permettent aux ingénieurs de nos bureaux d'étude d'élaborer les solutions les mieux adaptées à chaque cas d'espèce.



Dunkerque



Thionville



Strasbourg

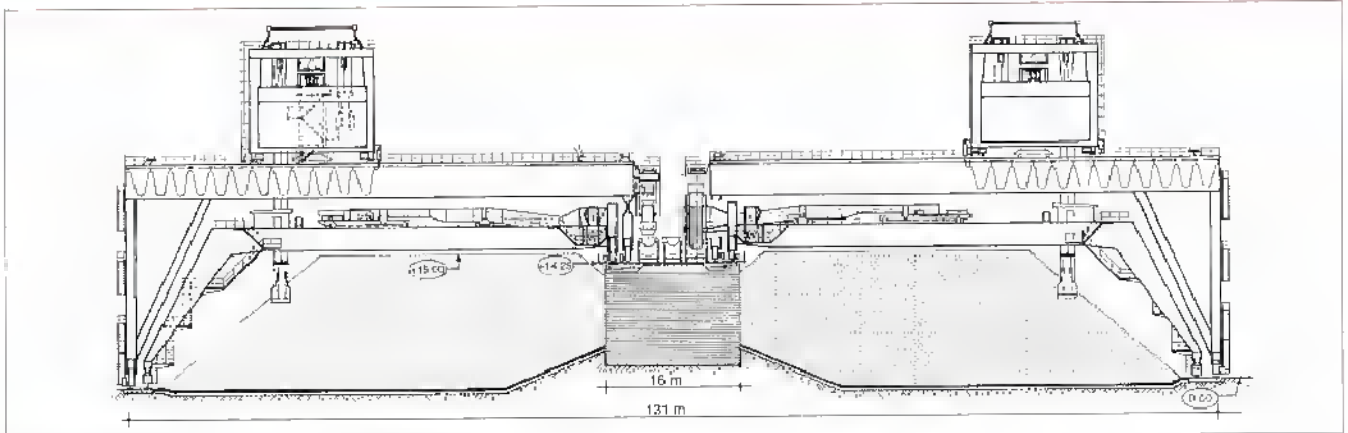


Figure 1: Stockage de minéral du port de Dunkerque.

**D**ès 1969, la réalisation très réussie des premiers murs de soutènement de grande hauteur nous avait convaincus que la Terre Armée pouvait fournir une solution très avantageuse pour la construction des culées de pont.

#### 1969 - Strasbourg

Les services techniques d'Electricité de France (EDF) nous en donnaient bientôt l'occasion près de Strasbourg, sur une route de service qui dessert des barrages hydroélectriques sur le Rhin. Nous y avons construit avec un succès total les deux culées d'un pont calculé pour permettre le passage de convois très lourds.

#### 1972 - Thionville

Après ces prototypes, la première culée véritablement routière a été construite en 1972 à Thionville, en France : elle fait 18 m de hauteur et supporte la travée de rive, de 78 m de

portée, du viaduc hyperstatique en béton précontraint sur lequel l'Autoroute Nancy-Luxembourg franchit la Moselle.

(Le deuxième tablier du viaduc est maintenant en cours de réalisation. Il prend appui sur la partie de la culée en Terre Armée gardée en attente depuis 15 ans).

#### Dunkerque

Cet ouvrage hardi a été rendu possible par la mise en service sur le port de Dunkerque, entre-temps, d'un massif en Terre Armée de 15 m de hauteur et 550 m de longueur sur lequel se déplacent des portiques roulants dont la charge dépasse 1000 tonnes (Fig. 1). Cet ouvrage a été l'occasion d'une expérimentation importante, dont les résultats ont servi de référence aux premières culées en Terre Armée.

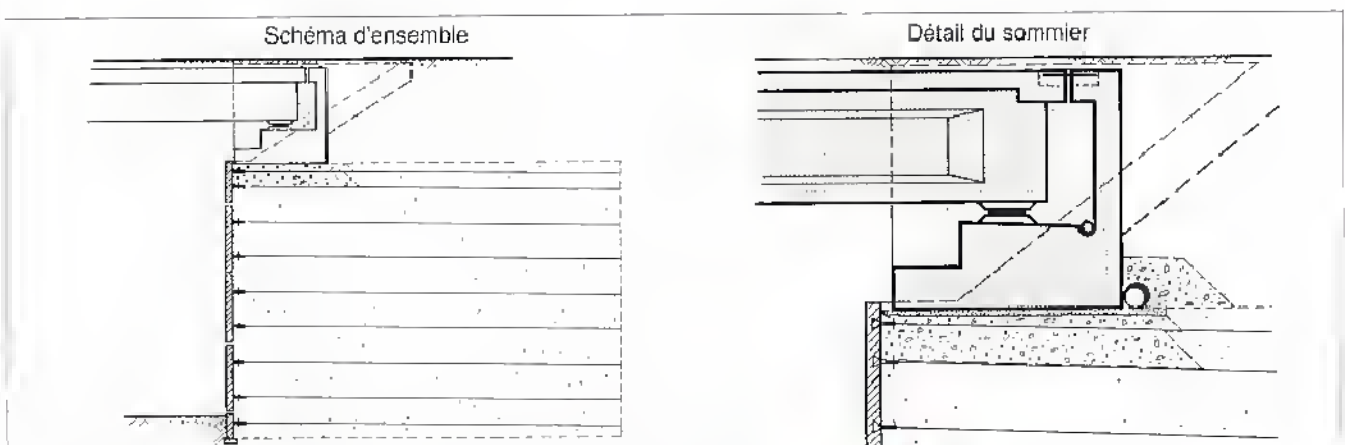
Quinze ans plus tard on compte plus de 1700 culées de pont en Terre Armée dans le monde.

#### Conception d'une culée

Une culée en Terre Armée est constituée essentiellement d'un massif classique, dimensionné pour supporter en premier lieu les poussées des terres mais aussi et surtout les fortes charges concentrées qui viennent du tablier du pont (Fig. 2a). Les réactions du tablier sont transmises par un "sommier d'appui" en béton armé, qui en assure la répartition en tête du massif (Fig. 2b).

#### Recherches

Les recherches qui se sont poursuivies par différentes voies, comme pour les soutènements, ont permis de préciser comment les charges verticales et horizontales qui viennent du sommier affectent le comportement du massif, comment elles se diffusent à travers lui et se transmettent au sol de fondation et comment elles se répercutent sur les tractions dans les armatures.



Figures 2a, 2b: Schémas types d'une culée en Terre Armée et du sommier d'appui du pont.



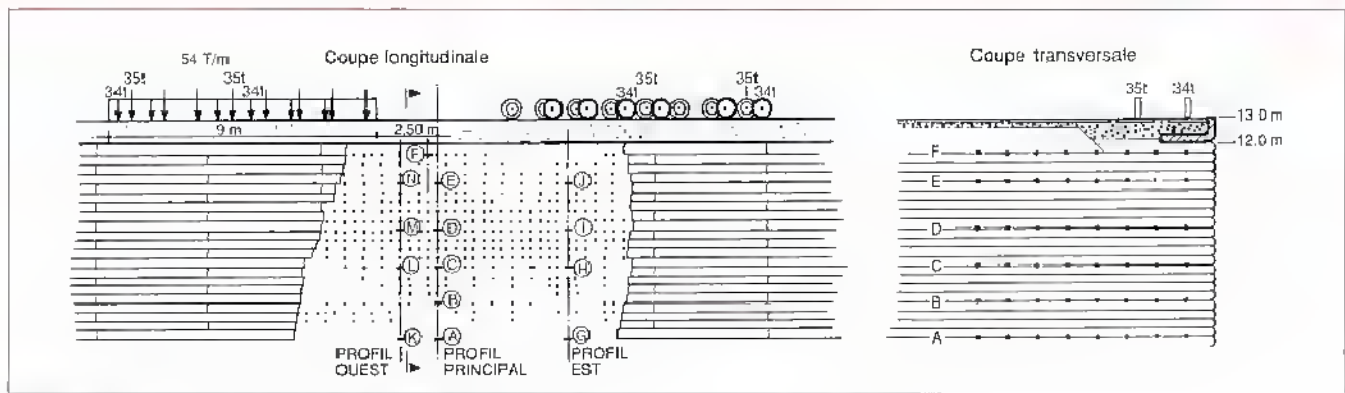


Figure 3: Ouvrage du port de Dunkerque. Profils de mesure.

**P** rincipe des mesures  
Plusieurs ouvrages réels ont été équipés de jauges d'extensométrie et de cellules de pression, de manière à mesurer les effets des surcharges concentrées. Ces effets sont obtenus par différence entre les contraintes développées à la fin de la construction du massif (avant que les superstructures ne soient mises en place), et celles qu'on mesure quand l'ouvrage est mis en service une fois terminé.

#### Dunkerque

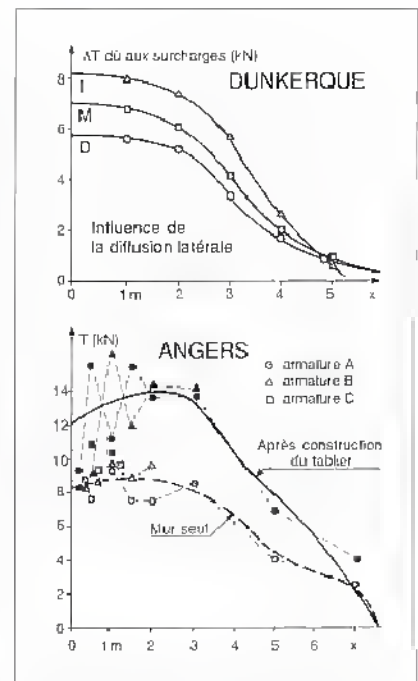
Sur l'ouvrage du Port de Dunkerque, on n'a pas affaire à la charge statique d'un tablier de pont, mais à la surcharge mobile de deux portiques roulants (Fig. 3). Aussi, l'interprétation des mesures est un peu compliquée par les contraintes

résiduelles qui s'atténuent lentement après le passage d'un portique, et par les incertitudes sur la façon dont le couronnement en béton répartit les charges ponctuelles des roues.

Néanmoins les mesures dans les différents profils montrent bien la variation des tractions supplémentaires le long des armatures, d'un niveau à l'autre, ainsi que l'influence de la diffusion latérale de la charge, d'un profil à l'autre (Fig. 4a).

#### Culées en France

Les culées expérimentées à Thionville, Angers ou Lille ont permis de suivre l'effet des phases de construction sur l'évolution des tractions maximales, dans des ouvrages de tailles et de proportions très variées (Fig. 4b).



Figures 4a, 4b: Mesures de tractions dans les armatures à Dunkerque et Angers.

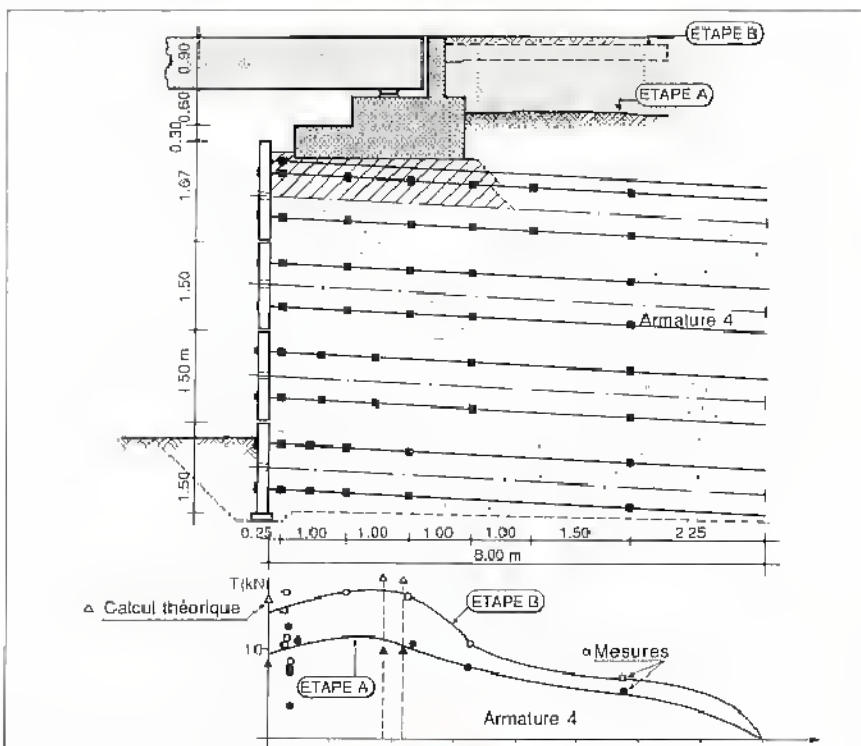


Figure 5: Mesures de tractions à Amersfoort.

#### Amersfoort

Les mesures les plus complètes et les plus précises sur une culée en service sont sans doute celles qui ont été effectuées à Amersfoort (Pays Bas 1984) avec le Rijkswaterstaat Directie Bruggen (Fig. 5). 42 points de mesure ont été répartis sur 8 niveaux d'armatures, et des relevés ont été effectués à six étapes successives de la construction. Les résultats des mesures sont en très bon accord avec les calculs menés suivant les méthodes les plus récentes (même si au pied de cet ouvrage la résistance du sol de fondation soulage beaucoup les premières armatures). Les déformations du parement ont également été contrôlées, grâce à des tiges ancrées dans le remblai à l'arrière du massif. Les mouvements sont restés inférieurs à 0,1 mm.

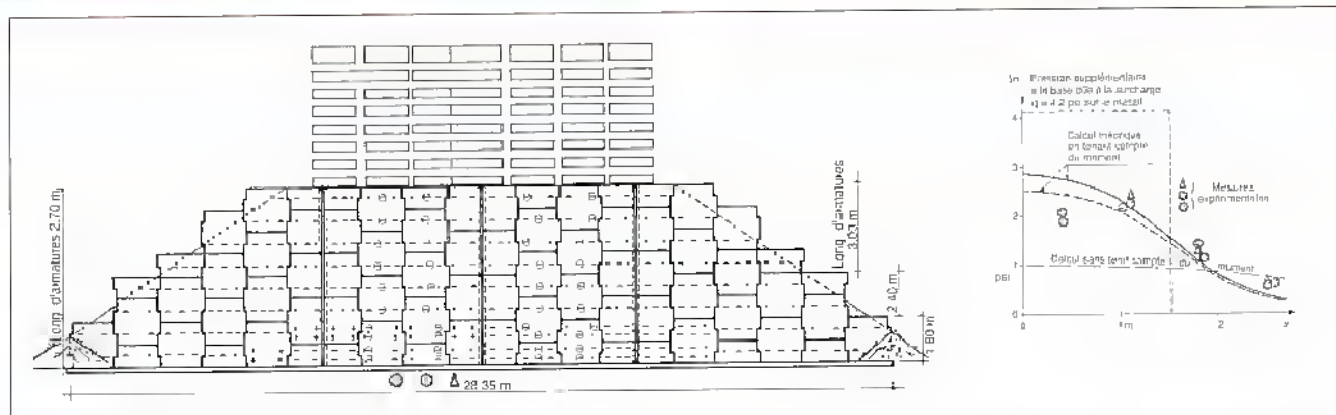


Figure 6: Massif expérimental surchargé à Milville.

D'autres mesures en vraie grandeur ont été effectuées sur des murs expérimentaux sur lesquels on a mis en place, près du parement, de fortes charges concentrées, sous forme d'empilement de plaques de béton ou de billettes d'acier.

### Triel

Sur le mur de Triel (Société La Terre Armée, France - 1975) la charge a atteint 90 kPa sur 2 m de largeur. Les mesures, qui portent sur trois niveaux d'armatures, sont très fiables et en bon accord avec la théorie, en particulier pour ce qui concerne la diffusion de la charge.

### Milville

À Milville (The Reinforced Earth Co, USA - 1983) un mur expérimental à armatures courtes a été chargé progressivement jusqu'à 40 kPa sur 1,50 m de largeur (Fig. 6). Ce mur très étroit ( $L/H = 0,45$ ) est d'autant plus sensible aux effets des moments de renversement, en particulier à celui qui est lié à l'excentricité de la surcharge, proche du parement. Les pressions verticales enregistrées par les cellules placées sous l'ouvrage montrent bien la nécessité d'intégrer ce moment dans le calcul de la diffusion de la charge.

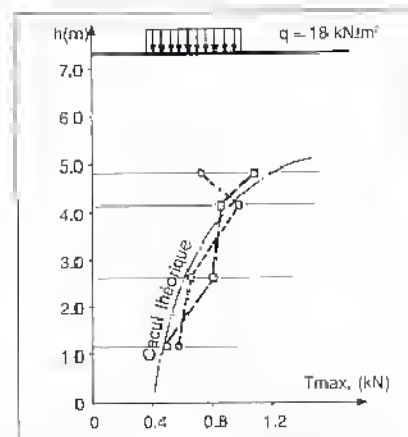


Figure 7: Mesures de tractions à Fremersdorf.

### Fremersdorf

Le mur de Fremersdorf (RFA - 1980) n'est pas à proprement parler un mur expérimental : c'est un mur de soutènement réel où l'on a placé, avant la mise en service, une surcharge locale provisoire de 650 kN, un peu plus en arrière du parement cependant qu'il n'est courant dans une vraie culée en Terre Armée. Les tensions supplémentaires mesurées dans les armatures sont là encore remarquablement conformes à la théorie (Fig. 7).

### Fontainebleau

Le grand mur expérimental étroit construit à Fontainebleau (France) et financé par le groupe Terre Armée sera lui aussi soumis à une surcharge concentrée analogue à celle d'une culée, dans le courant de l'année 1988. Il sera préalablement modifié en partie haute pour reconstituer, comme dans une culée, une épaisseur de remblai non armé au dessus des premières armatures. La charge sera exercée par l'intermédiaire de tirants verticaux ancrés dans le sous-sol (Fig. 8).

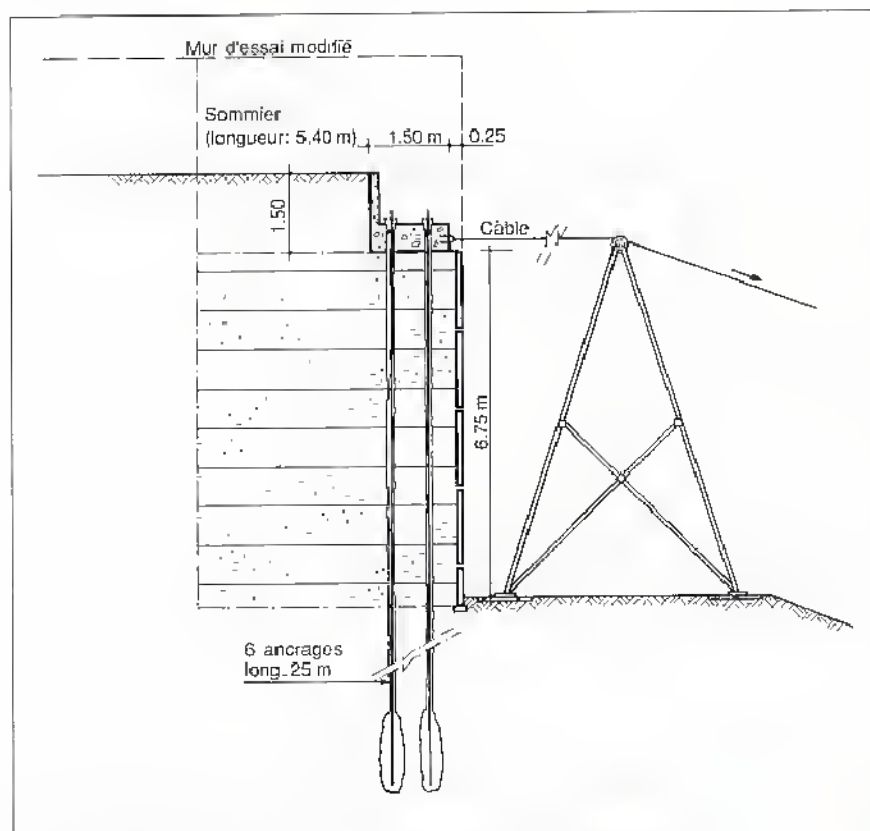


Figure 8: Application des surcharges sur le mur expérimental de Fontainebleau.

E

tudes financées par  
Terre Armée  
Internationale

Plusieurs séries de modèles réduits ont été soumis en laboratoire à des surcharges analogues à celles qui s'exercent sur des culées de pont. L'une des expérimentations les plus intéressantes a été menée en 1982 dans les laboratoires du CERMES (Centre d'Etudes et de Recherches en Mécanique des Sols - Paris) à la demande de Terre Armée Internationale.

L'étude a porté sur des modèles à trois dimensions, de 60 cm de hauteur, réalisés avec du sable et des armatures en feuillard d'aluminium. Les modèles sont divisés en trois tranches verticales, de façon à éliminer les effets de paroi.

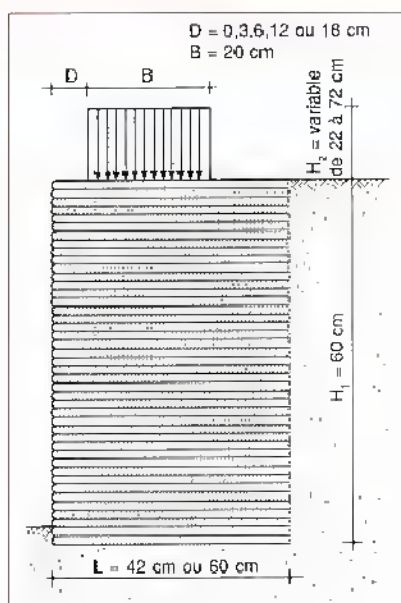


Figure 9: Modèles du Cermes menés à rupture.

## Etude de la rupture

Dans une première série, 15 modèles ont été menés à rupture sous des charges croissantes placées à des distances variables du parement (Fig. 9). La propagation de la rupture est observée grâce à des lampes montées en série avec les armatures, et tous les points de cassure sont relevés au démontage. A condition d'effectuer une correction destinée à compenser l'effet de la rigidité de la paroi inférieure du modèle, on observe une concordance satisfaisante entre les charges de rupture expérimentales et celles que permettent de prévoir les calculs théoriques (Fig. 10). D'autre part on voit bien comment la ligne de rupture est "attirée" par la surcharge.

## Mesures de tractions

Dans deux autres modèles de même hauteur, soumis à 19 cas de charge différents, les tractions ont été mesurées cette fois, grâce à 30 jauges fixées sur les armatures de 0,2 mm d'épaisseur (Fig. 11). Bien qu'il soit difficile de faire des mesures précises et sûres pour d'aussi faibles contraintes que celles qui règnent dans un modèle réduit, on peut constater un accord assez étroit entre les valeurs expérimentales et théoriques des tractions maximales, et entre les formes des lignes de rupture potentielle. En haut du massif, celles-ci se dirigent vers le milieu de la bande chargée.

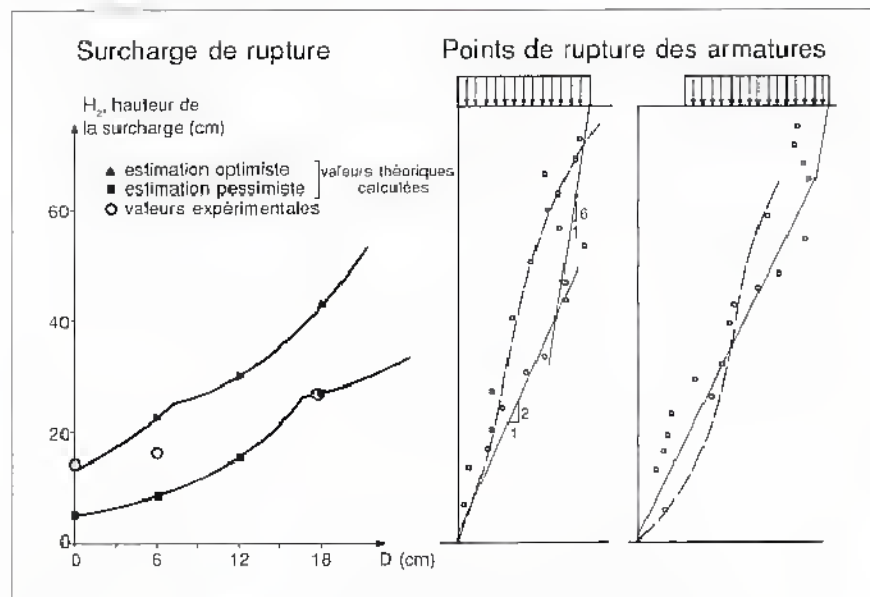


Figure 10: Modèles du Cermes. Enregistrements des charges et des lignes de rupture.

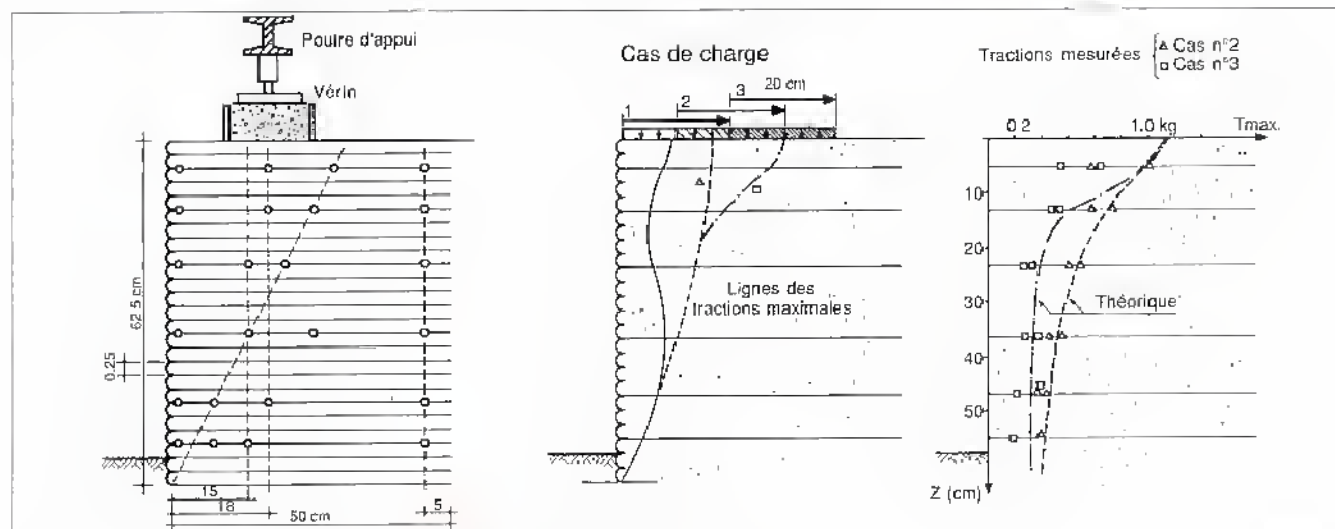


Figure 11: Modèles avec jauges d'extensométrio. Relevés des tractions maximales.



**P** rincipes  
Des modèles mathématiques aux éléments finis ont été également utilisés par T.A.I. pour étudier le comportement des culées en Terre Armée et analyser l'influence des principaux paramètres. Ces modèles sont conçus suivant les mêmes principes que pour l'étude des massifs de soutènement (modèles élastoplastiques, avec éléments de frottement-décollement), et les calculs sur ordinateur sont traités par le programme Rosalie.

### Paramètres

Pour l'étude effectuée en 1984 et 1985, Terre Armée Internationale a conduit et interprété plus de 50 calculs différents où l'on a fait varier à la fois :

- la hauteur du massif en Terre Armée (6,00 m ou 10,50 m).
- la longueur des armatures (7,00 m ou 10,00 m).
- la distribution des armatures, suivant 3 répartitions types qui diffèrent surtout en tête.
- les dimensions et la charge du sommier (Fig. 12) (correspondant à des ponts de 10 m ou 30 m de portée).
- les cas de charge, (Fig. 13) en distinguant les quatre étapes suivantes:
  1. massif seul,
  2. ouvrage remblayé jusqu'au dessus du sommier,
  3. ouvrage terminé avec les charges et surcharges verticales totales,
  4. le même soumis en plus aux réactions horizontales.

### Résultats

Comme dans l'étude des murs la superposition des résultats sous forme graphique permet d'observer directement l'évolution des tractions dans les différentes armatures au fur et à mesure du chargement, comme l'effet de chacun des paramètres (Fig. 14). On obtient aussi les contraintes verticales à tout niveau, en particulier au niveau de la fondation, et les déformations de l'ouvrage.

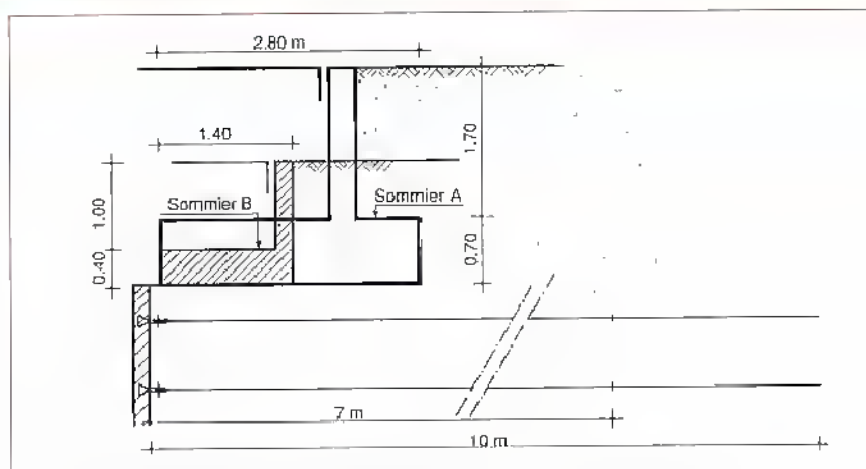


Figure 12: Elude aux éléments finis: détails des deux sommiers considérés.

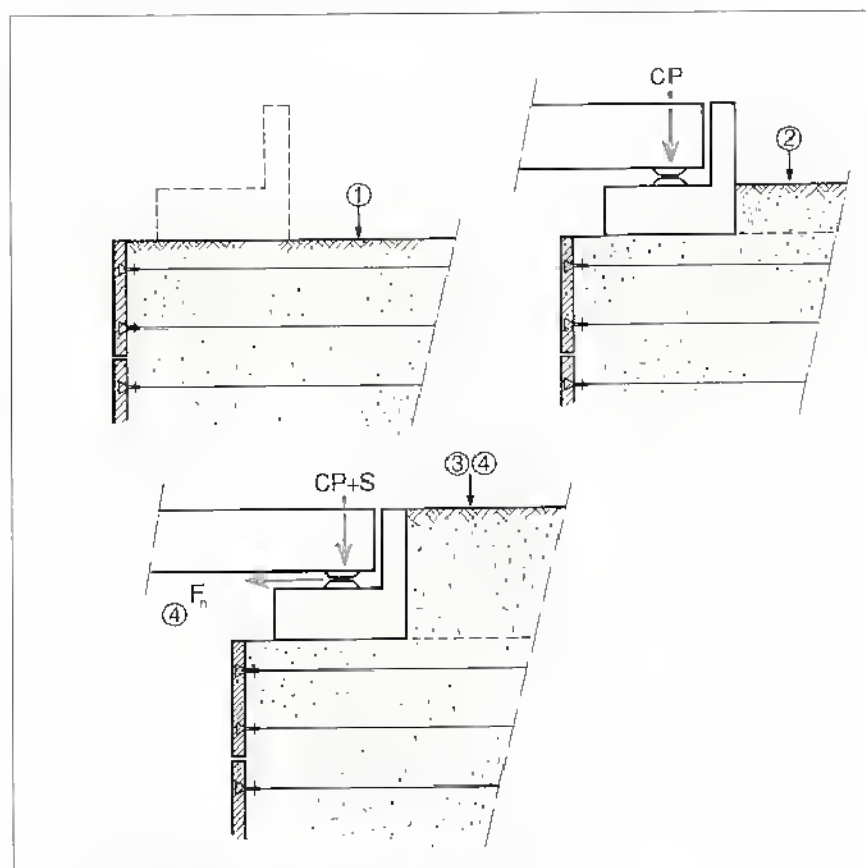


Figure 13: Schémas des quatre cas de charge successifs.

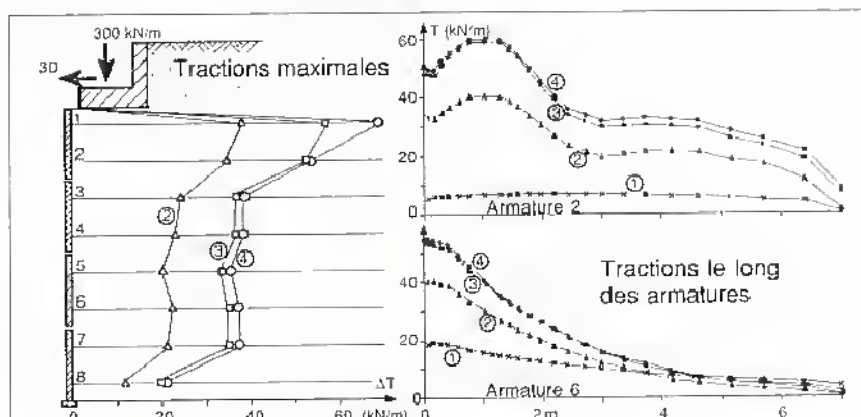


Figure 14: Exemples des variations des tractions maximales et des tractions le long des armatures suivant les cas de charge.

**S**uperposition  
L'interprétation de l'ensemble des mesures expérimentales et des résultats des calculs aux éléments finis confirme qu'il est possible d'analyser le comportement d'un massif de culée en superposant ses deux fonctions : sa fonction porteuse et sa fonction de soutènement.

### Fonction porteuse. Diffusion

• L'étude de la fonction porteuse revient à évaluer la diffusion d'une charge verticale dans le massif. Les résultats montrent que la formule de Boussinesq (Fig. 15a) est tout à fait satisfaisante pour définir cette diffusion, que ce soit vers l'arrière du sommier (en utilisant l'artifice d'une surcharge fictive symétrique) ou latéralement.

• A cause de la diffusion le centre de gravité de la surcharge, c'est à dire la résultante des contraintes verticales correspondantes, se déplace vers l'arrière. Ce déplacement s'accompagne d'un moment de renversement croissant avec la profondeur, dont il faut tenir compte dans l'équilibre global du massif (Fig. 15b).

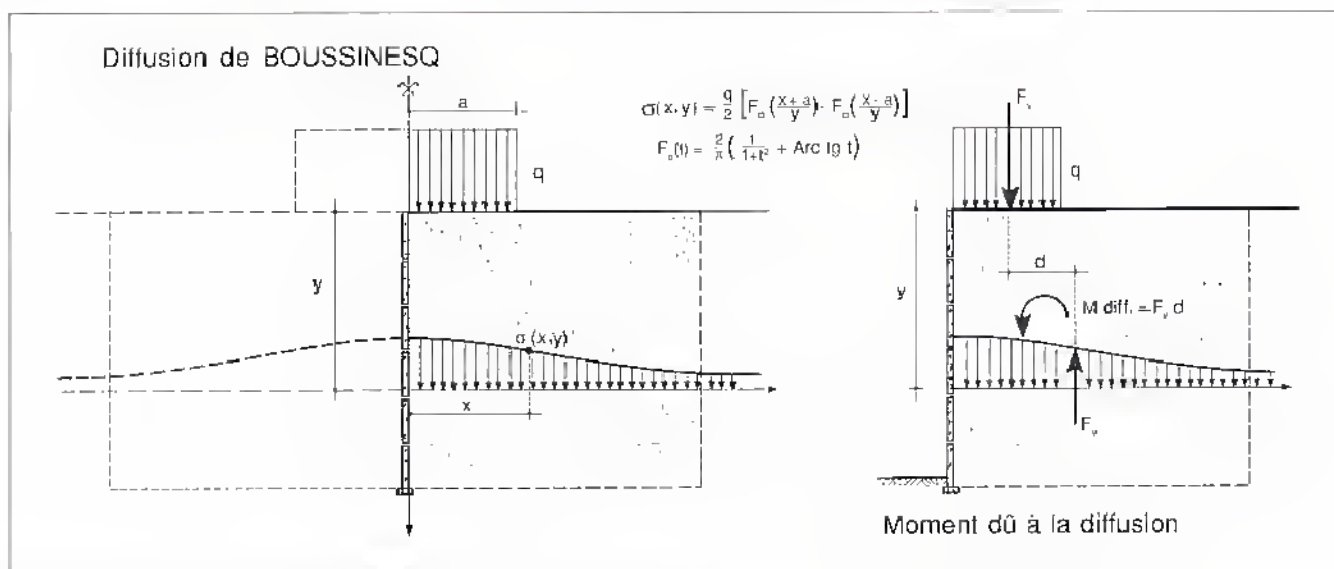
(Cependant la charge ne se diffuse effectivement qu'autant que, combinée à ce moment, elle aboutit réellement à un étalement des contraintes. Ceci définit une profondeur limite  $y_0$  de la diffusion de Boussinesq).

• Efforts horizontaux: Les efforts horizontaux qui sont appliqués au sommier d'appui créent eux aussi un moment de

renversement croissant qui affecte l'équilibre global du massif, même s'ils se transmettent d'abord et directement aux toutes premières armatures, comme l'indiquent au moins les modèles aux éléments finis (Fig. 16a).

### Fonction soutènement

La fonction de soutènement se traite comme dans le cas des murs, si ce n'est qu'aux effets du poids propre du massif et de la poussée des terres, et en particulier du moment de renversement qu'elle engendre, on combine pour la commodité de la superposition les moments dus d'un côté à la diffusion, de l'autre aux réactions horizontales (Fig. 16b).



Figures 15a,15b: Principe de la diffusion des charges verticales selon Boussinesq.

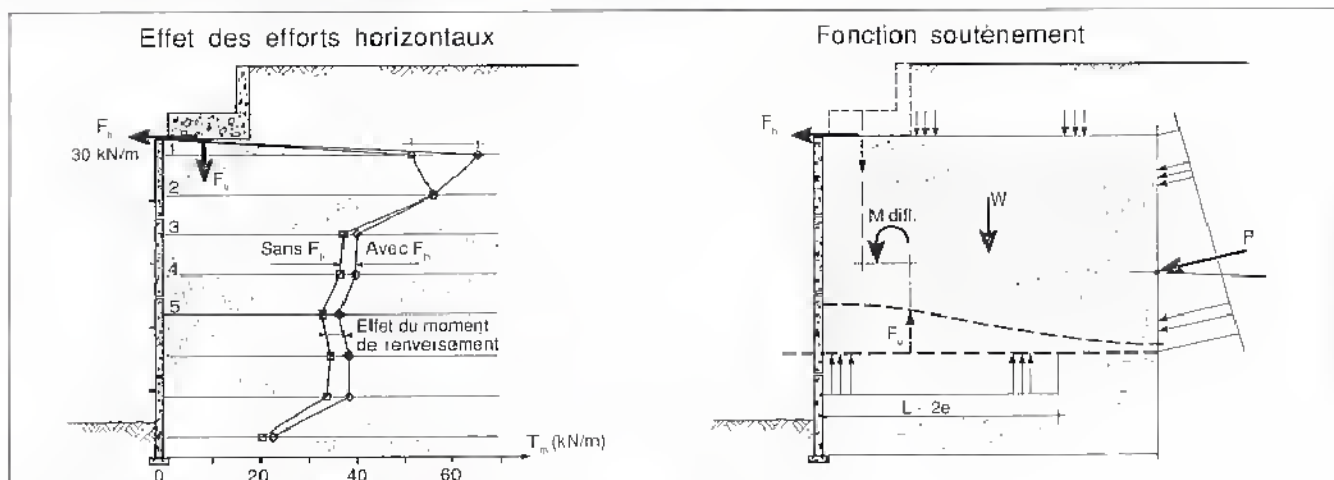
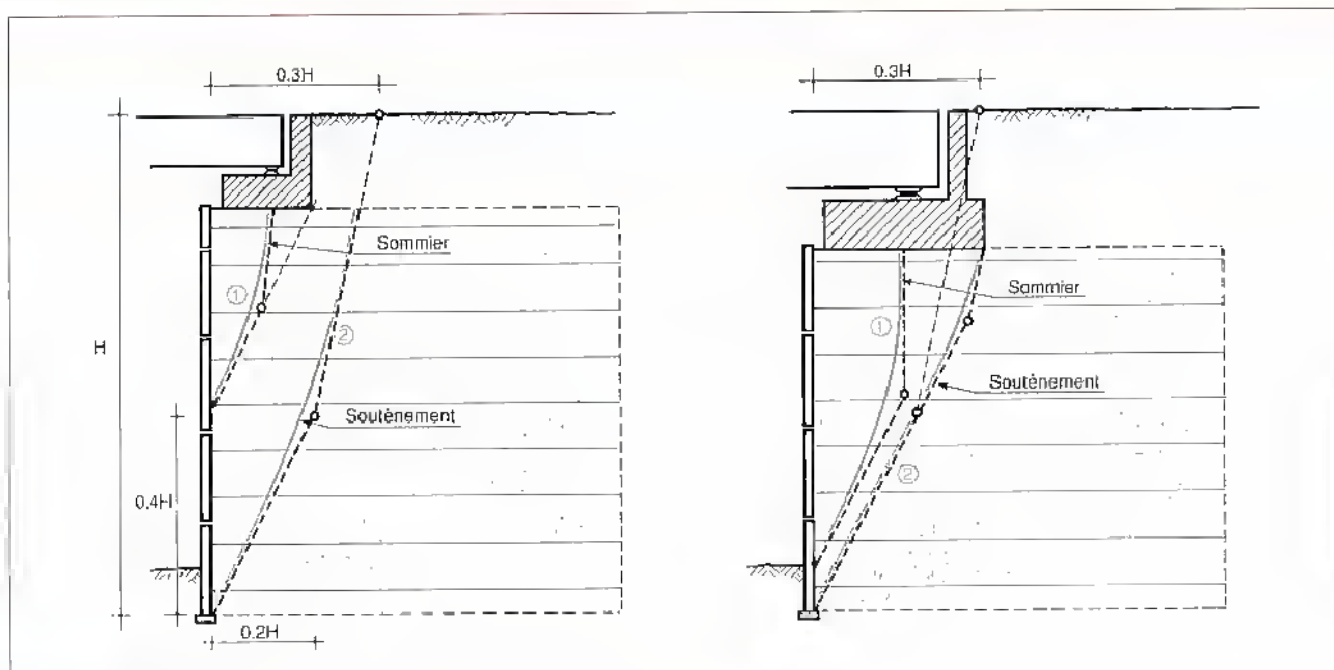


Figure 16a: Effets des efforts horizontaux concentrés, d'après les modèles aux éléments finis.

Figure 16b: Efforts affectés à la fonction soutènement.





Figures 17a, 17b: Lignes de rupture potentielle dans une culée en Terre Armée.

La traction enregistrée le long d'une armature est la résultante des effets additionnés des deux fonctions de l'ouvrage.

A la fonction de soutènement correspondent un maximum (qui en l'occurrence peut être un maximum secondaire) et une ligne de rupture potentielle semblable à la ligne des

tractions maximales observée dans les murs (Fig. 17a). Cependant sous les sommiers larges cette ligne s'éloigne du parement pour passer à l'arrière de la surcharge (sans sortir pour autant du coin de Coulomb) (Fig. 17b).

A la fonction porteuse correspond une autre ligne de rupture potentielle. Elle prend naissance vers le milieu de

la charge concentrée et rejoint le parement à la pointe du coin critique coiffé par le sommier (Fig. 17a, 17b). De ce fait, sous les sommiers relativement étroits et au dessous de ce coin, c'est au parement qu'on rencontre en général la traction maximale.

#### Valeur de $T_m$

Les mesures expérimentales confirment qu'on peut encore relier les tractions  $T_m$  rencontrées sur l'une et l'autre des deux lignes de rupture potentielle aux contraintes verticales totales  $\sigma_{v1}$  et  $\sigma_{v2}$  qui s'exercent aux mêmes points.

Dans la relation, qui s'écrit  $T_m = K\sigma_v/N$ ,  $K$  varie pratiquement de  $K_0$  à  $K_3$  sur les 6 premiers mètres comptés à partir de la surface du remblai.

#### Zones résistantes

L'existence de deux lignes de rupture potentielle, où les armatures sont soumises à des tensions différentes  $T_{m1}$  et  $T_{m2}$ , conduit logiquement à effectuer deux vérifications des conditions d'adhérence sur des longueurs résistantes différentes,  $L_{a1}$  et  $L_{a2}$  (Fig. 18).

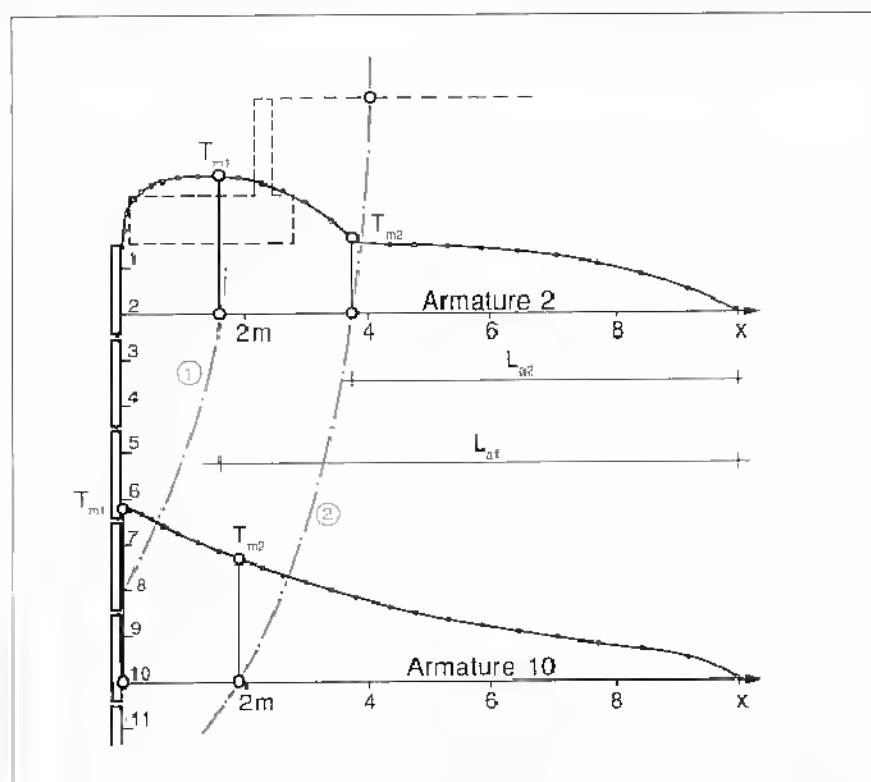


Figure 18: Maxima relatifs des efforts de traction, et longueurs d'adhérence correspondantes.

La méthode de calcul pratique s'applique aux culées où le sommet, de largeur limitée, est situé légèrement à l'arrière du parement.

### Charges appliquées

1. Pour tous les cas de charge à considérer les efforts exercés sur le sommet sont ramenés à un effort horizontal  $F_h$  et à une pression verticale uniforme  $q$  sur une largeur réduite.
2. Cette pression et la charge amenée au même niveau par le remblai situé au-dessus du massif sont décomposées en une surcharge uniforme complète  $q_0$  prise en compte dans le calcul en soutènement, et en plusieurs bandes adjacentes au parement ( $a_1$ ), chargées en plus ou en moins ( $q_i$ ), et traitées dans le calcul en diffusion (Fig. 19).

### Diffusion

1. La diffusion vers l'arrière de chaque charge en bande est calculée grâce à la formule de Boussinesq:

$$\sigma_{iv}(x,y) = \frac{q_i}{\pi} \left\{ \frac{t}{1+t^2} + \arctg t \right\} \quad t_0 = (x+a)/y \quad t_1 = (x-a)/y$$

A chaque niveau on cumule les valeurs de  $\sigma_v$ , fonction de la distance au parement, qui correspondent à chacune des bandes:

$$\Sigma \sigma_{iv} = \sigma_{i2}(x,y)$$

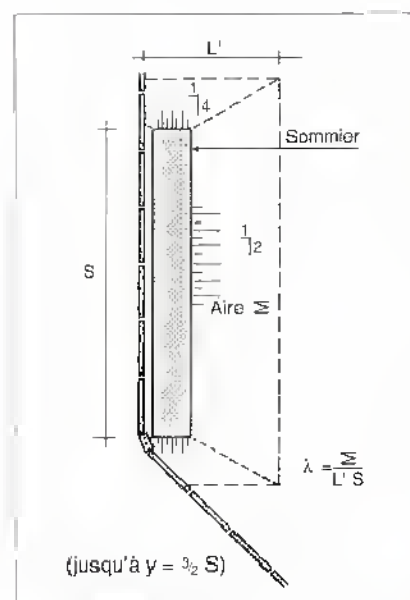


Figure 20: Principe de l'estimation de la diffusion latérale.

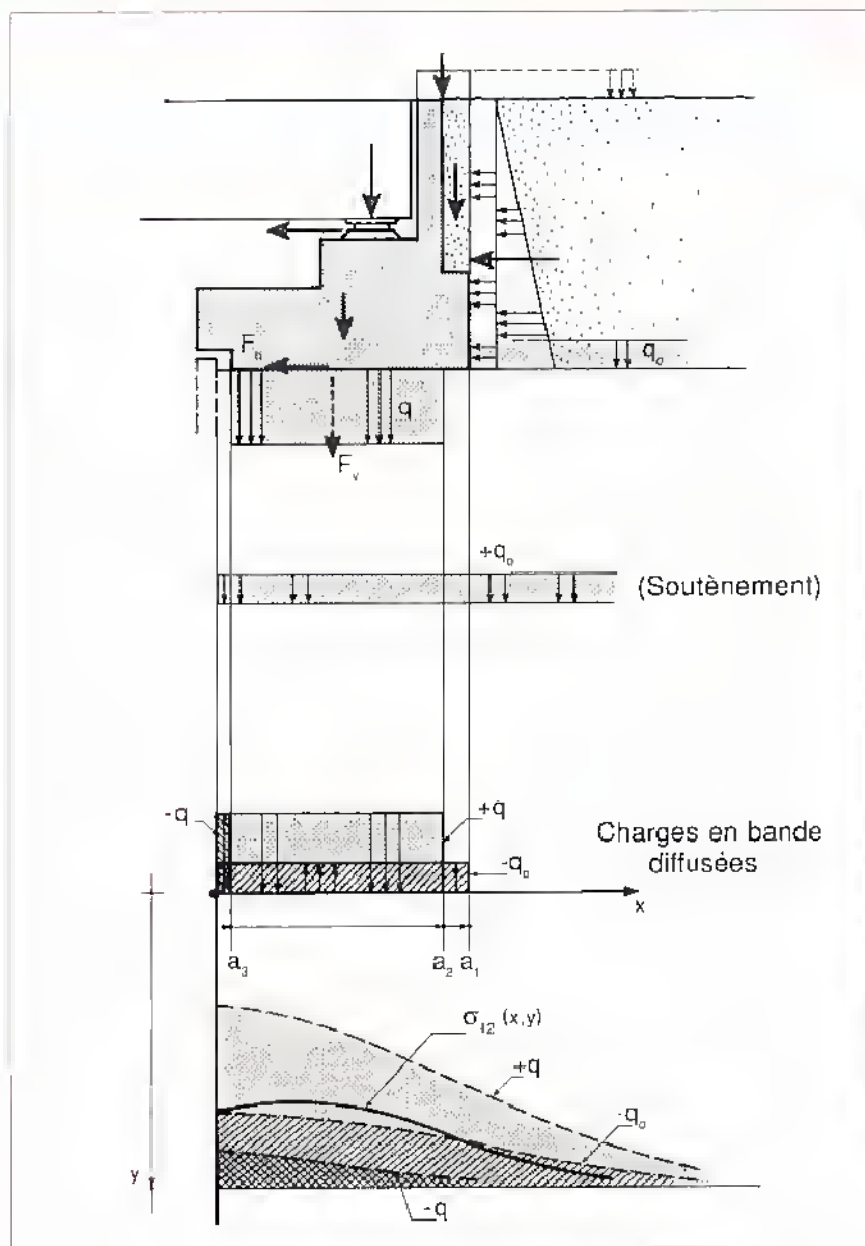


Figure 19: Principe de décomposition des charges réparties, pour le calcul en superposition.

2. La diffusion latérale est estimée de façon simplifiée à l'intérieur d'un tronc de pyramide, éventuellement limité par les murs en retour. On en déduit un coefficient réducteur  $\lambda_i$  de  $\sigma_{iv}$  (Fig. 20).
3. Les charges en bande ne sont diffusées que jusqu'à la profondeur  $y_0$  où  $d\sigma_v/dy = 0$  pour la contrainte maximale totale. En pratique  $y_0$  est donné par l'équation:

$$y_0^2 - (L-2e)y_0 + 0.83\ell^2 = 0$$

où  $\ell$  est la largeur du sommet comptée depuis le parement, et  $e$  est l'excentricité qui vient du calcul en soutènement.

### Soutènement

Au moment dû à la poussée des terres et à la force horizontale en tête on ajoute les moments provenant du dépôt des charges diffusées, soit

$$M_i = \lambda_i \frac{q_i a_i^2}{\pi} \left\{ \rho + (1+\rho^2) \left( \frac{\pi}{2} - \arctg \rho \right) \right\}$$

où  $\rho = y/a_i$  et  $y \leq y_0$ .

Sous l'effet de l'ensemble de ces moments, la résultante de toutes les charges verticales (sauf celles qui sont diffusées) a une excentricité  $e$ . Il y correspond une contrainte verticale uniforme:

$$\sigma_{11} = R_v / (L - 2e)$$

## Superposition

Une enveloppe de la contrainte verticale totale (Fig. 21) est définie par:

$$\sigma_1 = \sigma_{11} + \sigma_{12}(x)$$

## Lignes de rupture potentielle

Dans les cas courants la première ligne part du centre du sommet et rejoint le parement au point situé à la profondeur  $2\ell$ . La seconde ligne est analogue à celle d'un massif de soutènement, ou passe par l'arrière du sommet.

## Efforts dans les armatures

Sur la première ou la deuxième ligne, la traction dans les armatures réparties à raison de  $N$  par  $m^2$  est donnée par  $T = K \{ \alpha \sigma_{11} + \sigma_{12}(x) \} / N$  (Fig. 22a). Sur la première ligne  $\alpha_1$  vaut 1 à la verticale du centre du sommet; au parement il vaut  $\alpha_0 = T_p / T_m$ , c'est à dire le rapport adopté au même niveau dans les massifs de soutènement; sur la partie oblique de la ligne,  $\alpha_1$  est interpolé. Sur la seconde ligne,  $\alpha_2$  est partout égal à 1.

Au parement  $T_p = K \{ \alpha_0 \sigma_{11} + \beta \sigma_{12}(x) \} / N$ . Le coefficient  $\beta$  vaut 0,85 sous le sommet, et passe à 1,0 au-delà de la profondeur  $2\ell$ .

$K$  varie entre  $K_0$  au niveau de la surface et  $K_a$  au-delà de 6 m de profondeur (Fig. 22b). Pour les armatures situées à une profondeur  $y$  sous le sommet, inférieure à  $\ell$ , les tractions sont augmentées de

$$\Delta T = 2F_n (1-y/\ell) / N \ell \quad (\text{Fig. 23})$$

Les sections des armatures sont vérifiées en section courante et au point d'assemblage, en tenant compte de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion.

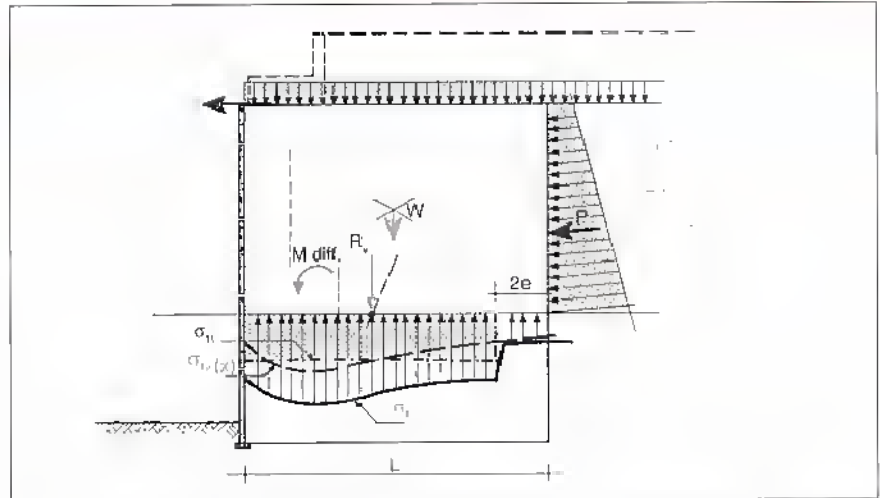
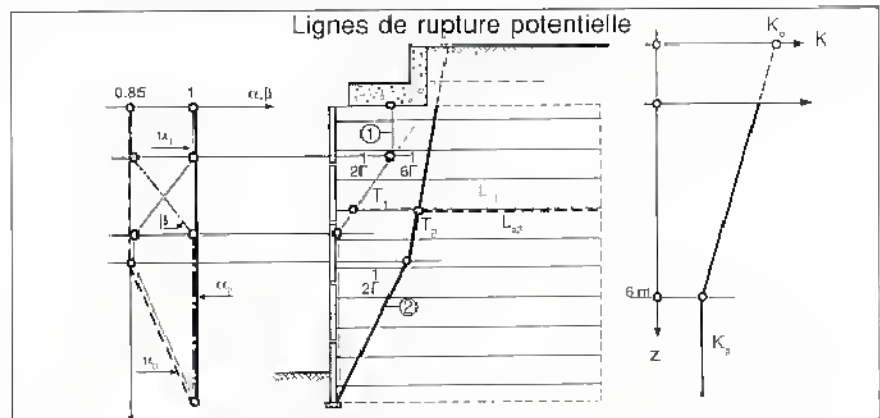


Figure 21: Superposition des contraintes verticales partielles venant de la fonction soutènement ( $\sigma_{11}$ ) et des charges diffusées ( $\sigma_{12}(x)$ ).



Figures 22a, 22b. Éléments du calcul des tractions le long des lignes de rupture potentielle.

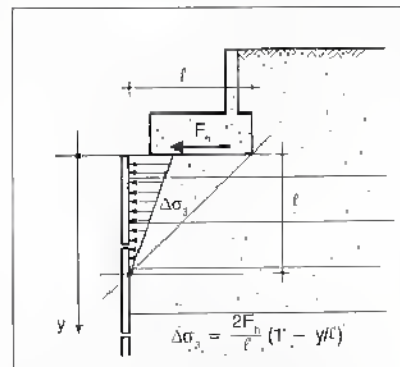


Figure 23: Transmission des efforts horizontaux concentrés.

## Adhérence

Elle est vérifiée au-delà de chacune des deux lignes de rupture potentielle, 1 ou 2, et pour l'effort de traction correspondant,  $T_{m1}$  ou  $T_{m2}$ . Le calcul consiste à s'assurer, par une intégration sur la longueur d'adhérence  $L_a$  ( $L_{a1}$  ou  $L_{a2}$ ) que:

$$T \leq \bar{T}_r = \frac{1}{\gamma_1} 2b \int_0^{L_a} f^*(x) \{ \gamma y + q_0 + \sigma_{12}(x) \} dx$$

Pour les armatures à haute adhérence  $f^*$  varie le long de l'armature avec  $\sigma_v = \gamma y + q_0 + \sigma_{12}(x)$ , entre  $f_0^* = 1,5$  pour  $\sigma_v = 0$  et  $\text{tg } \phi_1$  pour  $\sigma_v \geq 120 \text{ kPa}$ .

NB: Il faut remarquer qu'une situation de calcul qui peut être déterminante pour les conditions d'adhérence est celle où le remblai n'atteint encore que le niveau du dessus du sommet, mais où l'ensemble des charges permanentes du pont est déjà en place.

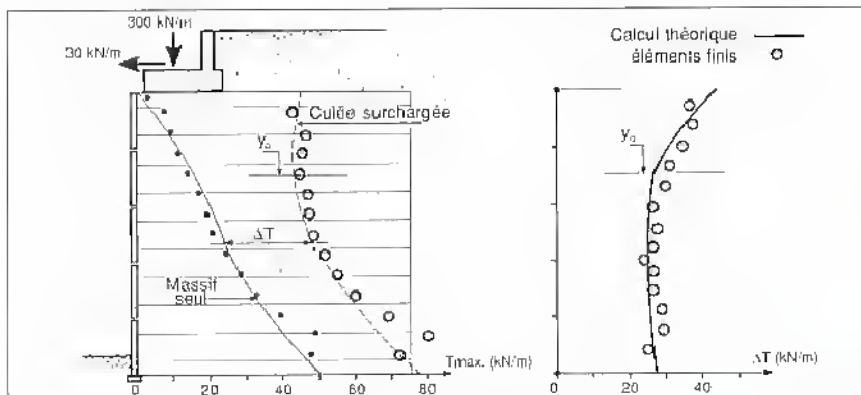


Figure 24: Accord entre le calcul théorique et l'analyse aux éléments finis.



Il existe essentiellement deux types de culée de pont en Terre Armée : les culées fermées à murs en retour, et les culées ouvertes à murs en aile. Le choix entre ces deux modèles dépend d'abord des emprises disponibles autour de l'ouvrage.

### Culées fermées

Les murs en retour s'imposent quand la rampe d'accès au pont est limitée par de longs soutènements. Si on adopte aussi cette solution pour des murs courts (Fig. 25), c'est au prix de quelques sujétions de mise en oeuvre (plusieurs niveaux de fondation successifs dans le remblai des quarts de cône; achèvement de la partie haute des murs une fois le sommier et son garde-grève terminés, etc...).

### Culées ouvertes

Les murs en aile peuvent être rectilignes (dans le prolongement de la culée proprement dite), légèrement incurvés (Fig. 26), ou obliques (Fig. 27). L'ensemble du massif est en général fondé à un seul et même niveau, et il est construit en une seule phase, avant qu'on réalise le sommier. Il n'y a pas d'équipement ni de corniche à prévoir en haut des murs, qui se terminent par des écailles biseautées spéciales. En revanche il convient de bien protéger les extrémités du sommier contre le ravinement. On peut noter que des murs en aile rectilignes se prêtent commodément à un élargissement ultérieur du pont.

### Ponts biais

Les ponts très biais conduisent à quelques particularités de conception. Plutôt que de dévier beaucoup les armatures et de compacter le remblai dans un angle trop aigu, on préfère, si c'est possible, déporter un peu le mur en retour et tronquer la pointe de l'angle. Quand les emprises autorisent à développer un mur en aile on est conduit cette fois à une excoissance du talus du remblai, si on ne dévie que très légèrement les armatures (Fig. 28).

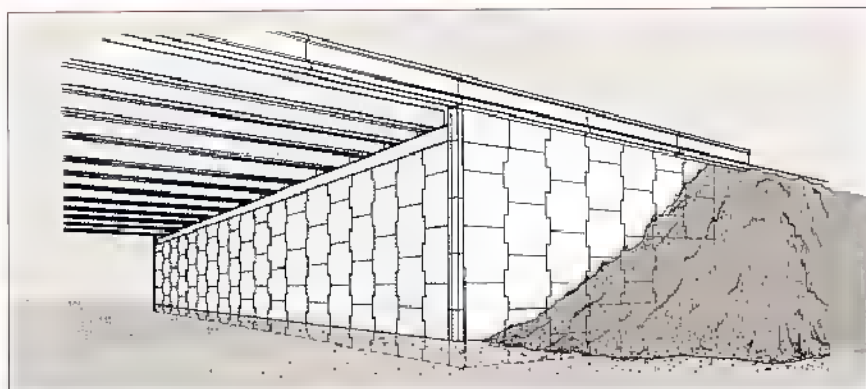


Figure 25: Culée fermée à murs en retour.

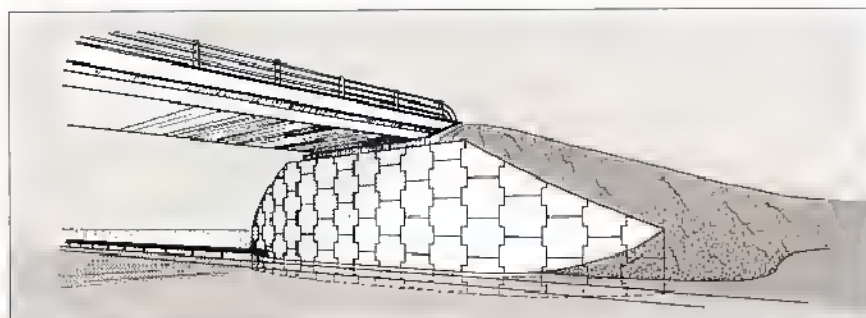


Figure 26: Culée ouverte à murs en aile incurvés.

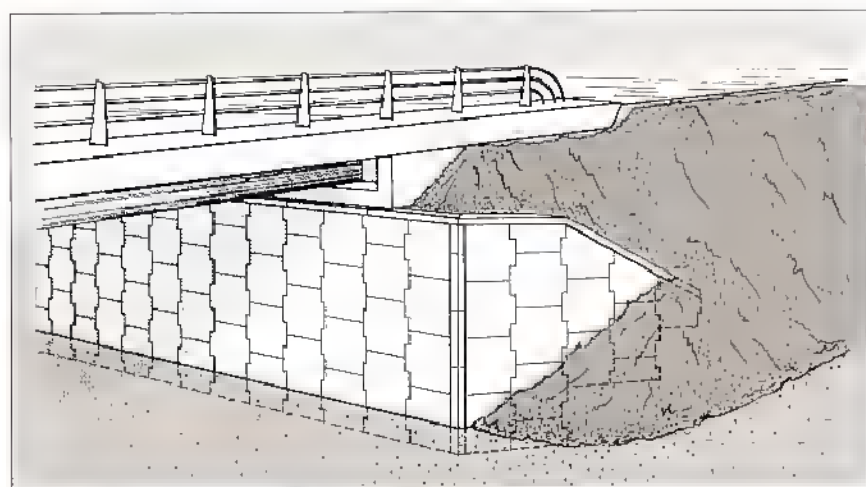


Figure 27: Culée ouverte à murs en aile obliques.

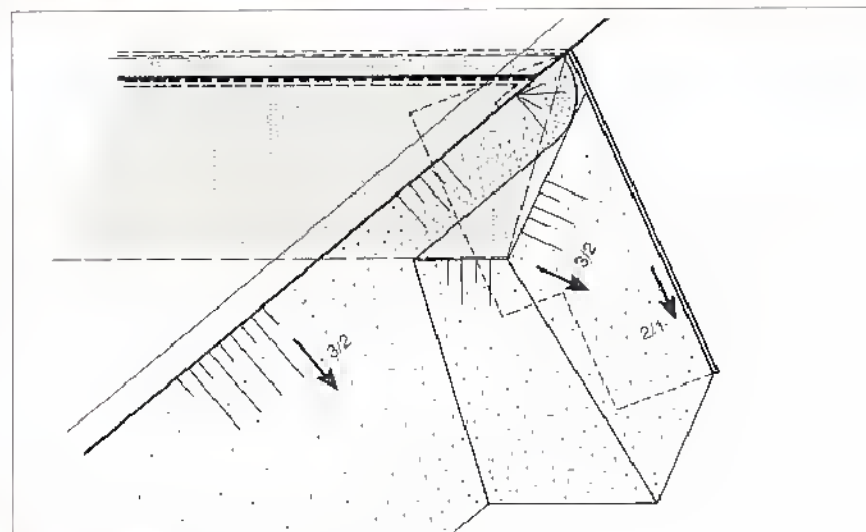


Figure 28: Détail du modelé de la culée d'un pont biais.

### Largeur du sommier

En règle générale les sommiers d'appui en béton armé sont dimensionnés de manière que la pression transmise au massif de Terre Armée soit aussi uniforme que possible et reste inférieure à 150 kPa sous charges permanentes. En outre, la ligne d'appui du pont est située à 1 m au moins du parement. Il s'agit là de règles de bonne construction qui visent à rendre négligeable le tassement sous le sommier. (Dans les modèles aux éléments finis le tassement trouvé dans ces conditions, avec la densité normale d'armatures métalliques, est de l'ordre de 7,5 mm.) (Fig. 29)

### Garde-grève

Pour les ponts les plus importants (soit du fait de leur portée, soit du fait de l'intensité du trafic) le sommier comporte un mur garde-grève où est scellée la partie fixe du joint de chaussée (Fig. 30a). Sur les autres, où on peut faire l'économie de ce joint, le sommier est une simple semelle filante. Les appareils d'appui y sont isolés du remblai par une retombée du tablier ou une bavette rapportée (Fig. 30b).

### Dalle de transition

Les dalles de transition ne sont pas nécessaires sur les culées en Terre Armée. En effet, il n'y a pas à craindre de tassement différentiel entre le remblai d'accès au pont et le tablier puisque celui-ci est porté par le remblai lui-même. Tout au plus prévoit-on quelquefois une dalle courte avec les grands ponts à poutres, en prévision du tassement du remblai sur la hauteur même du garde-grève (Fig. 31).

### Niches à vérins

Entre le sommier d'appui et le tablier du pont, et comme sur n'importe quel autre type de culée, on réserve normalement des emplacements pour des vérins de relevage, en vue de l'entretien des appareils d'appui. Pour les culées fondées sur des terrains très compressibles le vérinage permet en outre, si c'est indispensable, de compenser les tassements secondaires de consolidation. Il faut noter que si la position réservée aux vérins se trouve en avant de la ligne d'appui normale du pont, le relevage constitue une situation particulière à prendre en compte dans les calculs de dimensionnement.

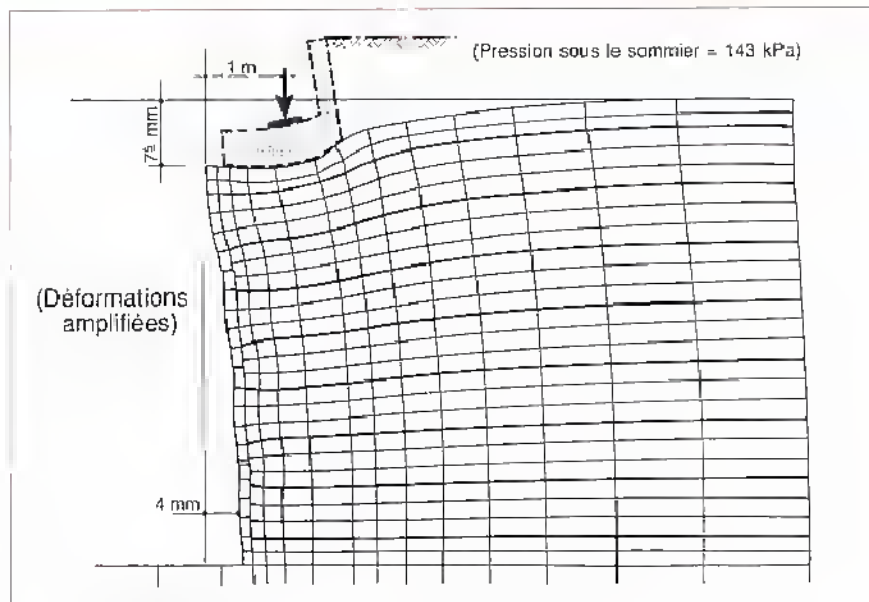
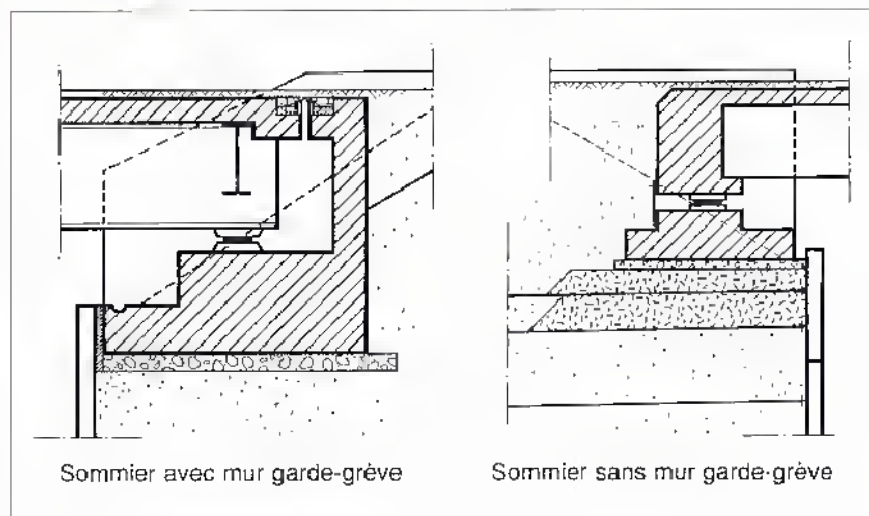


Figure 29: Déformations amplifiées d'un massif de culée (éléments finis).



Figures 30a, 30b: Détails types de sommiers d'appui.

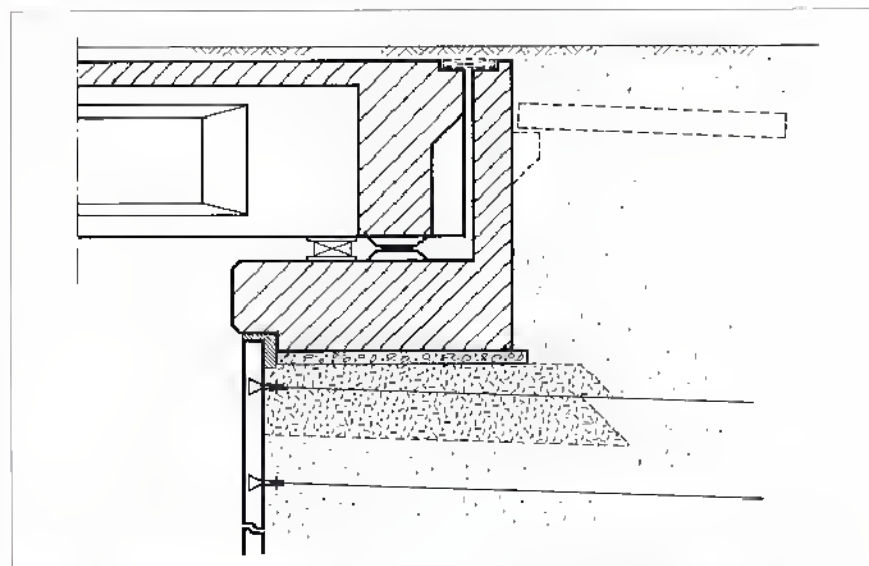


Figure 31: Détails types d'un sommier de pont à poutres: vérins de relevage et dalle de transition éventuels.

**A**vant d'examiner comment, grâce aux culées en Terre Armée, on peut s'accommoder des mouvements du sol de fondation, il convient d'indiquer les précautions à prendre pour limiter au minimum les tassements internes du massif lui-même après la construction du tablier, et les mouvements du sommier d'appui qui pourraient en résulter.

On peut remarquer que plus qu'un tassement absolu c'est un tassement différentiel, autrement dit une rotation du sommier, qui serait domageable.

Ce mouvement se traduirait en effet par une distorsion des appareils d'appui, et par la fermeture des joints de chaussée. Rien de ceci n'est à craindre si le remblai du massif est correctement compacté.

On a noté plus haut en effet que le tassement sous le sommier ne dépasse pas quelques millimètres, avec la densité d'armatures habituelle en haut d'une culée, quand le remblai a une bonne compacité.

### Choix des remblais. Compactage

Pour que le tassement propre d'une culée porteuse reste négligeable, il faut et il suffit d'observer avec soin les règles de l'art classiques pour le choix, la mise en oeuvre et le compactage des remblais routiers.

Sans entrer dans le détail de ces recommandations générales notons en particulier qu'il est pratiquement exclu de mettre en place des matériaux sensibles à l'eau s'ils sont livrés trop humides ou si le temps est pluvieux. A l'inverse s'ils sont trop secs ils doivent être compactés énergiquement, arrosés au besoin, ou tout simplement refusés.

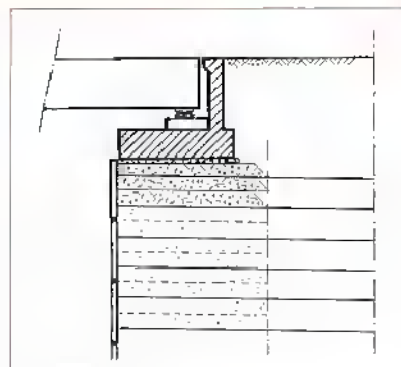


Figure 32: Couches de matériaux sélectionnés et compactés sous le sommier.

Dans la zone située derrière le parement et directement sous la charge, où l'on ne peut se servir que de compacteurs plus légers, il convient souvent de travailler sur des couches plus minces que dans le reste du massif. Sous le sommier même, où la charge n'est pas encore diffusée, on préconise l'emploi d'un matériau noble semblable à ce qu'on utilise pour les couches de forme de chaussée (Fig. 32). Une telle couche de répartition présente en outre l'avantage d'être bien drainante.

### Drainage. Assainissement

Il est indispensable en effet d'organiser avec soin la collecte et l'évacuation des eaux qui pénètrent par le joint de chaussée, ou qui s'infiltrent au contact du remblai et du mur garde-grève ou du tablier. On doit éviter qu'elles parviennent jusque sous le sommier où elles risqueraient de provoquer des tassements après avoir saturé le remblai ou entraîné ses fines. Dans ce but il faut ménager sur le sommier les pentes et les rigoles nécessaires, quelquefois prévoir des drains (Fig. 33), et toujours veiller à la conception et au bon fonctionnement des exutoires, qu'on préfère extérieurs au massif et visitables.

La protection contre les eaux est également très importante à tous les stades de la construction de l'ouvrage, et tout particulièrement pendant la phase où le tablier est déjà sur appuis, alors qu'on n'a pas encore monté le remblai d'accès à son niveau définitif ni réalisé l'assainissement de surface.

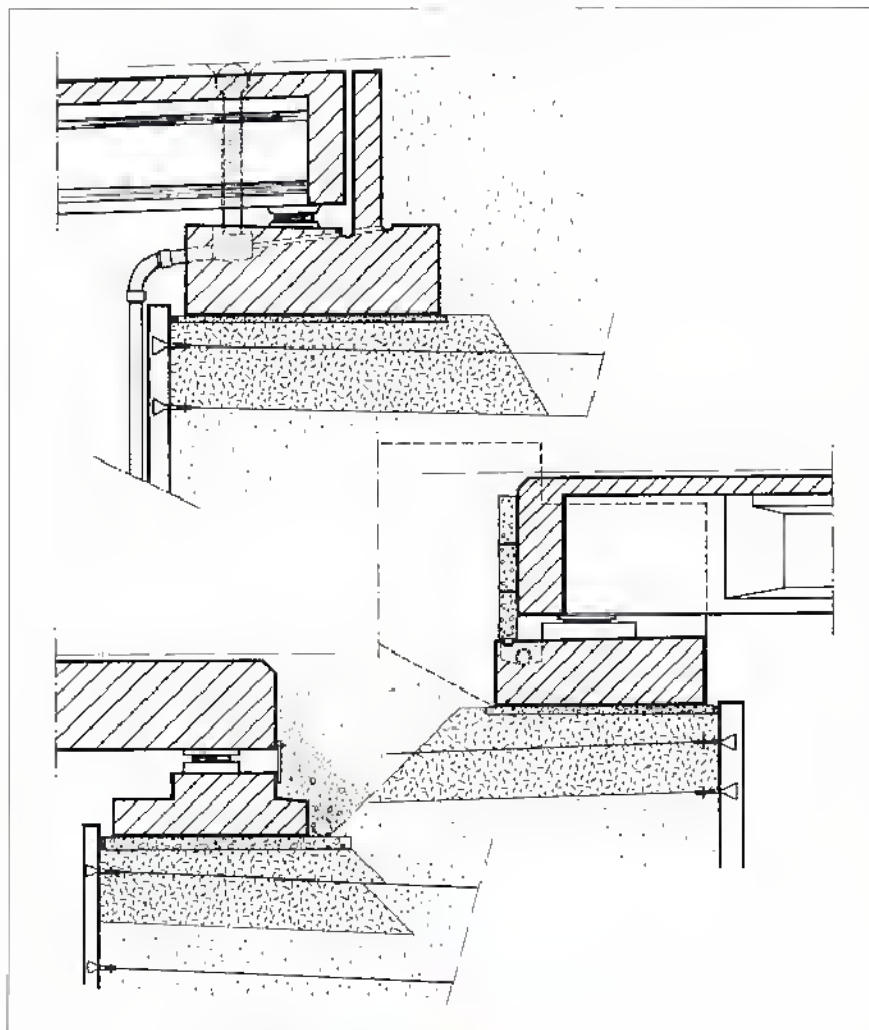


Figure 33: Détails types d'assainissement.



**D**ans le cas des culées de pont en Terre Armée, la compressibilité du sol de fondation s'apprécie d'abord en fonction du pont lui-même, suivant que le tablier est plus ou moins lourd par rapport aux massifs de culée, selon que sa structure est plus ou moins rigide, ou que le gabarit de l'ouvrage est ou non critique. La vitesse de consolidation du sol, relativement au délai dont on dispose, est bien entendu un autre facteur déterminant.

Dans les cas favorables les culées en Terre Armée et le tablier du pont peuvent être construits directement, sans qu'il soit utile de prévoir un

phasage particulier des travaux, ni de recourir à une technique d'amélioration du sol. A l'inverse, sur le même type de terrain, un pont d'une autre configuration peut nécessiter qu'on mette en oeuvre un traitement particulier. Chaque projet est en fait un cas d'espèce.

#### Construction directe

**Ponts légers:** Le poids du pont se diffuse à travers le massif de Terre Armée; aussi quand la culée est haute par rapport à la portée, comme au Val d'Esnois, la pression au sol provient essentiellement du poids propre du remblai. Ainsi la seule édification du massif en Terre Armée

permet souvent d'obtenir une consolidation suffisante du sol de fondation. La quasi totalité des tassements et des déformations est acquise avant même la construction des sommiers et du tablier, quitte à différer celle-ci de quelques mois. Les mouvements n'affectent donc que la Terre Armée et son parement, dont la capacité de déformation est importante.

Ainsi, au Vallon des Acacias à Nice, des culées de 17 m de hauteur, construites en biais par rapport à un ancien thalweg comblé d'alluvions compressibles, ont tassé sans dommage de 40 à 77 cm, avec 1,5 % de tassement différentiel. Les tabliers, de 9,50 m de portée, réalisés quelques mois plus tard, n'ont subi aucun mouvement significatif.

**Ponts courants:** Beaucoup d'autres ouvrages, aux proportions plus habituelles, sont réalisés de la même manière, bien que le poids du tablier soit relativement plus important. En effet, pour des travées simples, des tassements résiduels de plusieurs centimètres sont en général tout à fait admissibles.

L'ouvrage construit à Antoing en Belgique en est un exemple typique. Le terrain de fondation, constitué sur 5 m de profondeur de sable limoneux ou argileux peu compact, a tassé assez rapidement de 65 mm sous la seule charge des massifs en Terre Armée (180 kPa) (Fig. 34). Dans une deuxième phase, la construction du tablier a augmenté la charge au niveau de la fondation d'un peu plus d'un tiers, et provoqué un tassement supplémentaire et très homogène de 25 mm, le seul qui ait concerné la superstructure. Comme souvent avec ce mode de construction, l'enregistrement des tassements intervenus avant la réalisation du tablier a donné la possibilité de préciser l'estimation des tassements tinaux et d'en tenir compte dans le nivellement des appuis.

Avec les ouvrages fondés sur bon sol, les ponts sur culées en Terre Armée réalisés de cette manière représentent à peu près 90% de l'ensemble des projets.



Val d'Esnois. Autoroute Nancy Dijon, France.



Vallon des Acacias. Autoroute de la Côte d'Azur, France.



Pont d'Antoing, Belgique.

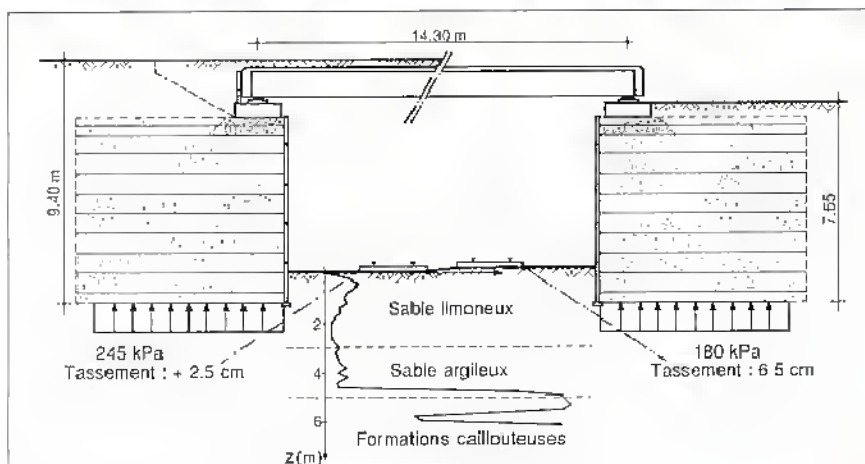


Figure 34: Pont d'Antoing. Consolidation du sol de fondation.



Passage supérieur sur l'autoroute Nancy Dijon, France.

**T**raitements particuliers  
Un traitement particulier s'impose en premier lieu quand la capacité portante du sol ne lui permet pas de supporter la charge totale de la culée, et qu'il y a risque de rupture par poinçonnement ou grand glissement. Il s'impose aussi quand les tassements résiduels attendus sous les culées sont incompatibles avec la structure du pont dans le sens longitudinal : c'est en général le cas avec des ouvrages à travées multiples continues. (Cependant certains ponts-dalles souples, comme ceux des passages supérieurs de l'Autoroute de Dijon à Nancy, tolèrent aisément des tassements de quelques centimètres sur leurs appuis d'extrémité).

Un traitement particulier est nécessaire aussi quand l'hétérogénéité du sol risque d'entraîner le long d'une culée, transversalement cette fois au tablier, des tassements différentiels résiduels et des dénivellations d'appuis inacceptables.

Il est indispensable encore quand les tassements différés sont trop importants, et en même temps trop incertains ou trop lents, pour qu'on puisse maîtriser comme il convient le gabarit d'un ouvrage ou son profil en long.

Les techniques auxquelles on a le plus souvent recours en association avec les culées en Terre Armée quand le terrain en place est trop compressible consistent soit à améliorer le sol de fondation pour revenir au cas d'un terrain peu compressible, soit à précharger les massifs pour en anticiper les déformations avant la mise en place du tablier.

#### Amélioration du sol

La méthode de loin la plus employée est celle de la substitution, où l'on remplace sur quelques mètres les

couches superficielles du terrain naturel (qui sont souvent les plus compressibles) par un bon remblai compacté.

Un passage supérieur du Ring de Kortrijk en Belgique a été construit sur des culées en Terre Armée sur un site où l'argile des Flandres, très épaisse, était recouverte par quatre mètres de remblai hydraulique argileux (Fig. 35). Cette couche, où la résistance de pointe descendait à 6 bars, a été substituée, et les tassements se sont limités à 50 mm pendant la réalisation des massifs, puis à 35 mm depuis la construction du tablier.

Dans quelques cas plus exceptionnels le sol de fondation est préalablement renforcé par un réseau de "colonnes ballastées", exécutées à l'aide d'un gros vibreur.

Le pont de Grossbiederstroff par exemple, qui franchit la Sarre à la frontière franco-allemande, est un ouvrage de 29 m de portée sur des culées en Terre Armée de 6 m de hauteur (Fig. 36). Ici le tablier est lourd si on le compare au poids des massifs en Terre Armée, ce qui signifie que la majeure partie des tassements du sol de fondation doit se répercuter sur les superstructures. Le terrain, constitué sur une dizaine de mètres d'alluvions argileuses assez hétérogènes, laissait attendre des tassements de 15 cm et de plus il n'offrait pas la sécurité suffisante vis à vis d'une rupture de grand glissement. Le réseau de colonnes ballastées de 80 cm de diamètre et 10 m de longueur, implantées tous les 1,50 m, a assuré la stabilité de l'ouvrage et réduit ses tassements à 5 cm.

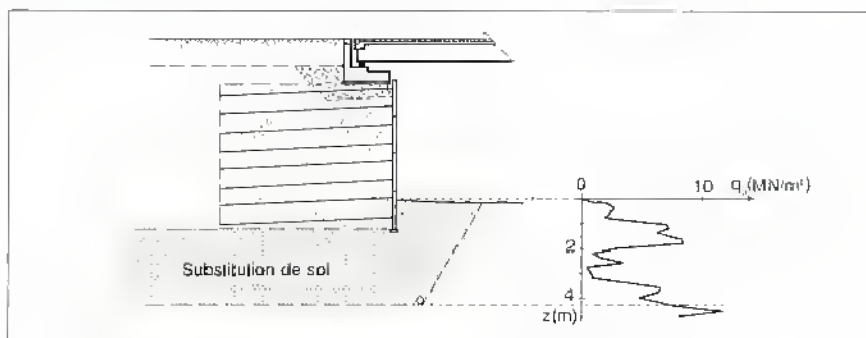


Figure 35: Substitution de terrain sous les culées du pont de Kortrijk.

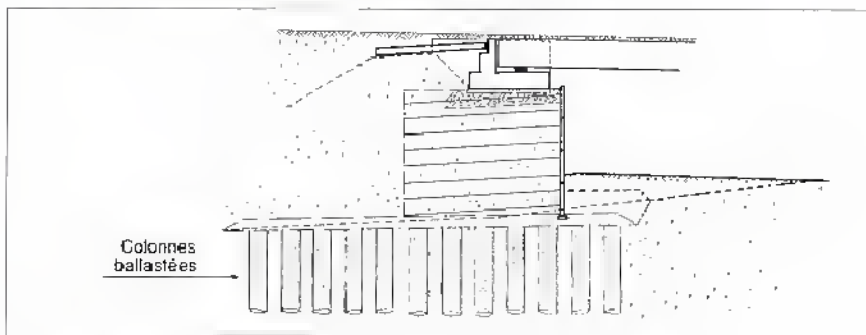


Figure 36: Pieux colonnes ballastées sous les culées du pont de Grossbiederstroff.



## Préchargement

La technique de préchargement est aussi une méthode classique d'amélioration du sol de fondation. On peut être amené en fait à l'utiliser de trois façons différentes quand on construit des culées en Terre Armée sur un sol compressible.

### Préchargement par la Terre Armée

La première correspond aux cas, déjà évoqués, où les massifs sont construits directement, sans traitement préalable: il s'agit bien en effet d'un préchargement du terrain par le remblai de Terre Armée lui-même, avant que les superstructures ne soient construites.

### Préchargement par remblai ordinaire

La seconde méthode, plus traditionnelle, consiste à surcharger à l'avance le site du futur ouvrage par un remblai ordinaire et provisoire. Elle est plutôt utilisée quand cette surcharge doit être mise en place très tôt, ou quand les tassements de consolidation seraient, pendant cette phase, d'une ampleur incompatible avec les déformations admissibles du parement. C'est la technique qui a été employée près de Champlain au Canada pour un passage supérieur de l'Autoroute A 40 (Fig. 37a). Ce pont de 76 m à trois travées indépendantes repose sur 24 m d'argile compressible par l'intermédiaire de deux culées en Terre Armée. Le tassement prévisible étant de 30 à 45 cm une surcharge provisoire de 6.40 m d'épaisseur fut mise en place deux



Pont de Rocquencourt sur l'autoroute de l'Ouest près de Paris, France.

ans à l'avance. Elle fut partiellement déblayée et remplacée par les massifs en Terre Armée quand les tassements eurent dépassé 25 cm. Cinq ans après la construction du pont ses culées sont descendues, sans problème, de 3 cm environ.

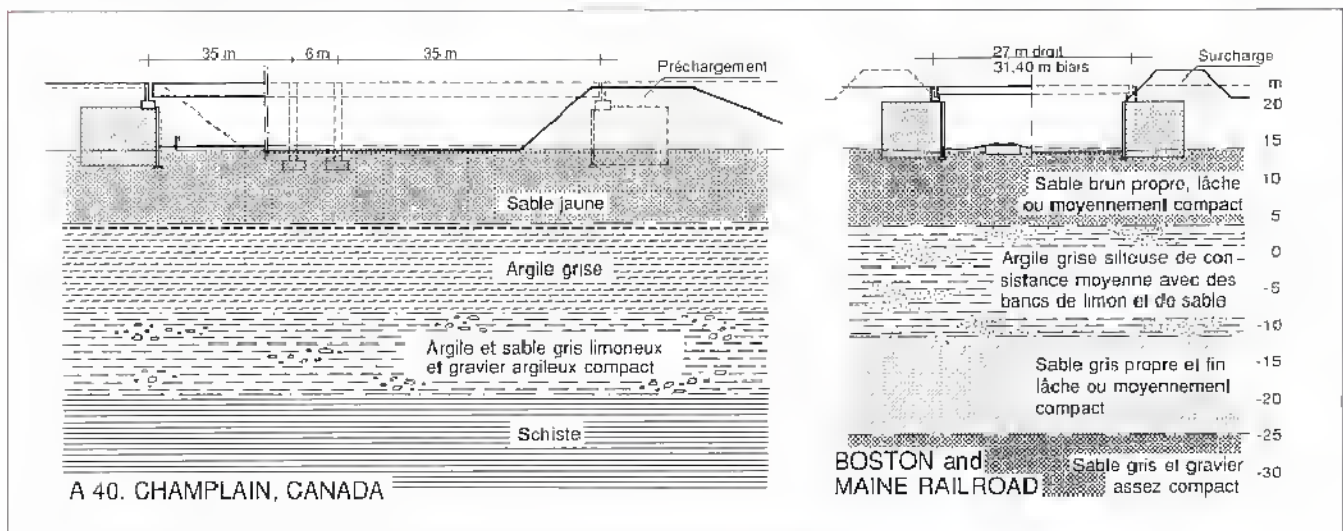
### Préchargement combiné

Un troisième cas se présente où on précharge le terrain à la fois par le massif en Terre Armée définitif et par une rehausse provisoire de remblai (ou de blocs de béton) destinée à représenter tout ou partie du poids des superstructures à venir. On accélère ainsi la consolidation et, si le délai le permet, on tend à obtenir les tassements et les déformations finales de la culée en Terre Armée avant de réaliser le tablier. C'est ce qu'on a pu faire à Rocquencourt (France), avec des blocs de béton comme surcharge, sur un terrain constitué de 8 à 10 m de remblai non compacté qui s'est consolidé rapidement. Sur le Boston and Maine Railroad Bridge aux Etats Unis, au dessus de 40 m de sable relativement lâche et d'argile limoneuse de consistance moyenne,

on s'est contenté avec 3,30 m de remblai supplémentaire de provoquer en un an un tiers (22 cm) des tassements attendus à long terme (Fig. 37b). La structure souple de cette travée indépendante métallique s'adaptera bien aux tassements qui restent à venir.

Quelle que soit la méthode employée quand on construit des culées en Terre Armée sur un sol compressible elle vise toujours à utiliser au mieux, et au meilleur moment, toute la souplesse de ce matériau, et à ne demander que le complément strictement nécessaire aux techniques avec lesquelles la Terre Armée s'associe bien.

Chaque projet de culées en Terre Armée sur sol compressible constitue en fait un nouveau cas particulier, que les bureaux d'études des sociétés du groupe sont exercés à résoudre en tenant compte tout à la fois des caractéristiques de la superstructure, des sujétions de délais, des données de la géotechnique et des possibilités propres à la Terre Armée.



Figures 37a, 37b: Préchargements pour les ponts de Champlain et Boston and Maine railroad.



**I**l reste des cas où le sol, trop compressible pour la structure envisagée (par exemple un grand viaduc hyperstatique), ne peut cependant pas être amélioré suffisamment pour que les tassements différés soient acceptables. On peut revenir alors à une solution mixte où le tablier du pont, et lui seul, est supporté par une palée et des fondations spéciales, tandis qu'un massif en Terre Armée assure séparément le soutènement des terres.

Cette solution rend pratiquement indépendantes les constructions des



Culée mixte du pont d'Epron  
RN 57, Besançon - Epinal, France.

appuis et des remblais. Elle permet même, en éditant les massifs de Terre Armée à l'avance, de réduire les tressaillements négatifs sur les pieux, et d'alléger encore les fondations spéciales. Sur une culée mixte, où le pont n'est plus porté par le remblai, on retrouve cette fois la nécessité d'une dalle de transition classique.

#### Culées mixtes à appuis extérieurs

Le plus souvent la palée est placée devant le massif en Terre Armée. Elle prend la forme soit d'une rangée de colonnes coiffée par un chevêtre, soit d'un voile plein qui double le parement. Cette disposition réduit la portée du pont au minimum nécessaire et dissocie réellement la réalisation des deux parties de l'ouvrage. La distance à réserver entre la palée et le massif de Terre Armée dépend avant tout de la largeur des fondations, ou de l'encombrement de la machine qui fore ou qui bat les pieux quand ils sont réalisés après coup.

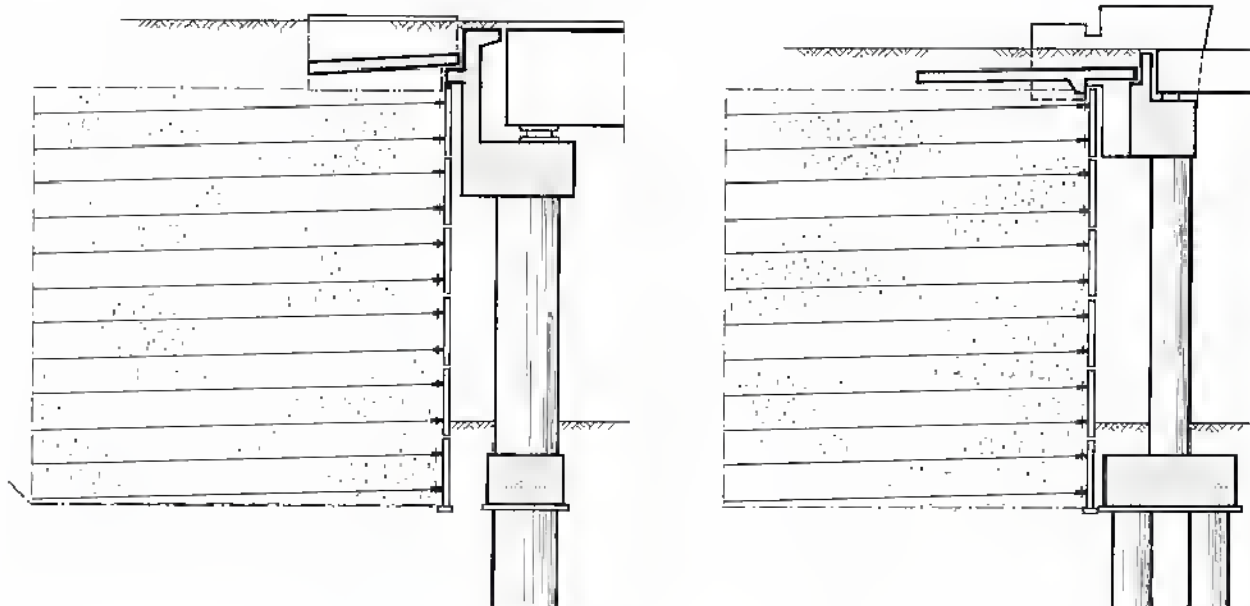
Quand cette distance est faible le parement de la Terre Armée se raccorde au chevêtre ou au mur garde-grève (Fig. 38a); on ménage les jeux et les recouvrements nécessaires

pour que les mouvements ultérieurs éventuels dus au sol de fondation n'entraînent ni contact ni fuite de remblai. Quand l'espace est plus large, la dalle de transition prend l'aspect d'une petite travée de raccordement, au dessus de cet intervalle (Fig. 38b). Tous les détails de raccordement, en rive en particulier, nécessitent une étude minutieuse.

#### Culées mixtes à appuis intérieurs

Quelquefois, et essentiellement pour des raisons d'esthétique, la palée est noyée à l'intérieur du massif en Terre Armée.

Deux cas se présentent: celui où la palée est construite avant le massif, dont le remblai doit alors être monté autour des colonnes, et celui où des pieux sont forés à travers la Terre Armée, une fois celle-ci construite. Dans les deux cas les appuis sont isolés du remblai par des gaines qui laissent un jeu suffisant pour éviter toute transmission de poussée. Les gaines présentent aussi l'avantage de pouvoir réaliser des pieux forés sans intercepter les armatures.



Figures 38a, 38b: Détails types de raccordement entre une palée extérieure et le massif de Terre Armée.

## Les piles-culées

Les culées mixtes à appuis intérieurs ont l'inconvénient de reculer les appuis assez loin en arrière du parement, et par conséquent d'augmenter la portée du pont.

Mais il en existe un type particulier, baptisé "pile-culée", qui permet précisément d'implanter les appuis au plus près du parement, du moins quand le sol de fondation est bon (Fig. 39).

En effet les poteaux en béton y sont coulés directement à l'intérieur de gaines intégrées aux écaïlles. (Dans la technologie actuelle ces écaïlles spéciales sont préfabriquées en deux éléments assemblés sur le chantier).

Le bétonnage des poteaux n'intervient qu'une fois la Terre Armée terminée et le remblai monté le plus haut possible, c'est à dire une fois les armatures mises en tension et les déformations du massif de soutènement acquises. Après le bétonnage les écaïlles spéciales se trouvent liées aux poteaux et solidarisées par eux. C'est pourquoi ce type de structure n'est adapté qu'aux bons sols, où la palée peut être fondée superficiellement. La flexibilité du parement n'y est en effet plus indispensable après la construction de l'ouvrage.

Pour reprendre les efforts horizontaux qui viennent du tablier, sans les transmettre à la palée, on place des armatures de Terre Armée supplémentaires en haut des poteaux, ou bien on les accroche directement au chevêtre. Dans ce cas elles sont placées "en attente" dans le remblai avant le bétonnage du chevêtre.

Comme les piles-culées ne sont utilisées que sur de bons terrains de fondation, on n'y prévoit pas normalement de dalles de transition.



Pile-culée du pont de la Tille. Autoroute Dijon-Langres, France.

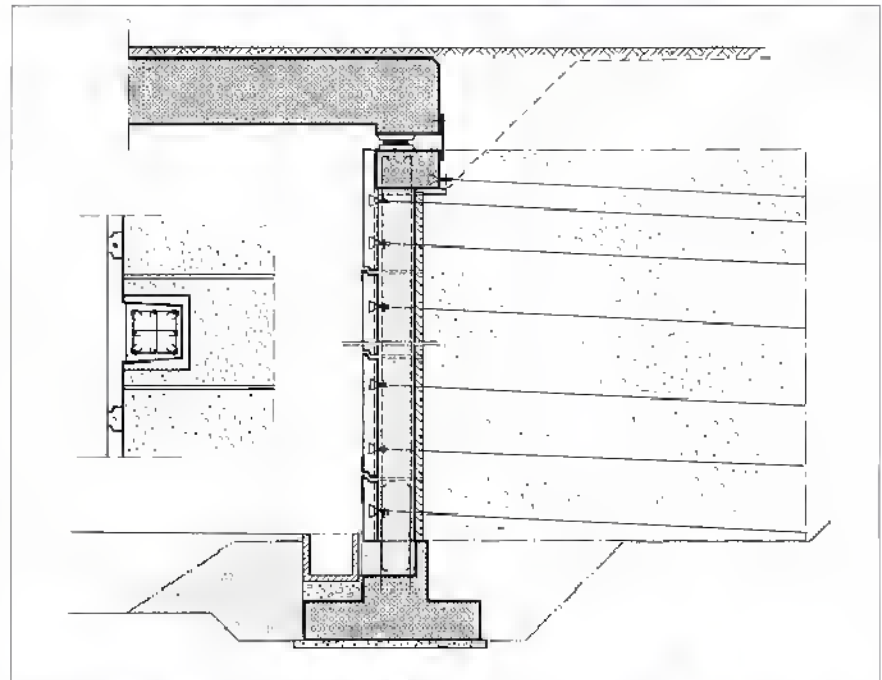


Figure 39: Schéma de principe d'une pile-culée.



Pile-culée en cours de construction.



Ecaïlle préfabriquée spéciale.



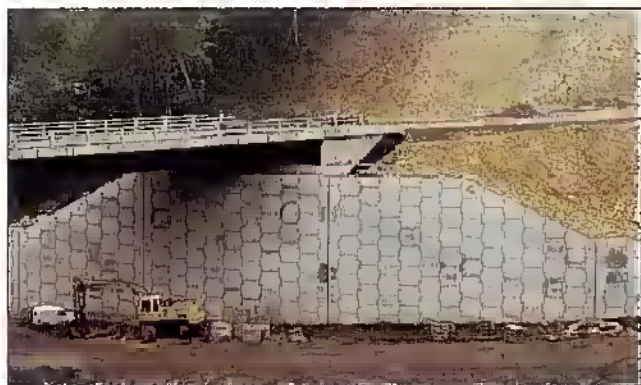
## CONCLUSION

**L**a Terre Armée a permis le développement de nouvelles conceptions économiques de culées de pont, qui s'adaptent aux cas les plus variés de superstructures et de

sols de fondation. Aux performances des solutions techniques qui ont été imaginées et perfectionnées depuis plus de quinze ans s'ajoutent tous les avantages d'une construction rapide,

sans échafaudage, avec de multiples possibilités d'aspect.

Plus de 120 nouveaux ponts sont construits chaque année sur des culées en Terre Armée.



## UNE ORGANISATION INTERNATIONALE

Les sociétés Terre Armée qui exploitent les brevets de M. Henri VIDAL sont présentes dans 33 pays répartis sur tous les continents. Bien que faisant partie de la même organisation, ces diverses sociétés disposent d'une grande autonomie de gestion et de décision. Dans chaque pays le Directeur Général comme l'ensemble du personnel a été recruté sur place. Il en résulte une très bonne adaptation aux conditions locales du marché et une très bonne connaissance des conditions techniques, et notamment géotechniques, particulières à chaque pays.

Dans le cas de nouvelles applications ou de projets inhabituels, la Société

Terre Armée Internationale (T.A.I.) basée à Paris (France) participe à la recherche de la solution optimale. Elle peut également organiser une collaboration entre plusieurs sociétés pour résoudre des problèmes compliqués. Elle constitue ainsi le service technique central du groupe et joue un rôle essentiel pour rassembler les informations recueillies sur les ouvrages et les enseignements tirés des réalisations nouvelles.

T.A.I. joue un rôle primordial pour le développement et l'organisation de la recherche, soit en assurant directement son pilotage, soit en

coordonnant les activités de toutes les sociétés. Toutes les informations techniques, tous les résultats de recherche sont centralisés par T.A.I. Ils font alors l'objet de synthèses et de recommandations qui sont adressées à toutes les sociétés d'exploitation.

Grâce au dynamisme de cette organisation, chaque société Terre Armée peut offrir aux administrations, aux constructeurs, aux consultants et à tous professionnels du Génie Civil, l'attention et la disponibilité d'une entreprise locale, associée à l'expérience et aux ressources techniques d'un groupe multinational.

FRANCE • ALLEMAGNE • ROYAUME UNI • ITALIE • ESPAGNE • BELGIQUE • PAYS BAS •  
SUISSE • PORTUGAL • IRLANDE • ETATS UNIS • CANADA • MEXIQUE • ARGENTINE • BRÉSIL •  
VENEZUELA • AUSTRALIE • NOUVELLE ZELANDE • AFRIQUE DU SUD • JAPON • MALAISIE •  
SINGAPOUR • BRUNEI • HONG KONG • CORÉE DU SUD • THAÏLANDE • TAIWAN • INDONESIE • IRAN •  
KOWEÏT • OMAN • OATAR • LIBAN • ARABIE SAOUDITE